



TUGAS AKHIR (RC14-1501)

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN ELPIS RESIDENCE JAKARTA MENGUNAKAN SISTEM GANDA DAN BALOK BETON PRATEGANG

MUHAMMAD RIFANLI
NRP 3114 106 007

Dosen Pembimbing
Prof. TAVIO, ST. MT. PhD.
Prof. Dr. Ir. I GUSTI PUTU RAKA, DEA.

JURUSAN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2017



FINAL PROJECT (RC14-1501)

**DESIGN MODIFICATION OF ELPIS
RESIDENCE JAKARTA APARTEMENT USING
DUAL SYSTEM AND PRESTRESSED
CONCRETE BEAM**

MUHAMMAD RIFANLI
NRP 3114 106 007

Academic Supervisors
Prof. TAVIO, ST. MT. PhD.
Prof. Dr. Ir. I GUSTI PUTU RAKA, DEA.

DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING
Faculty of Civil Engineering and Planning
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2017

**DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG
APARTEMEN ELPIS RESIDENCE JAKARTA
MENGUNAKAN SISTEM GANDA DAN BALOK
BETON PRATEGANG**

TUGAS AKHIR

Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat
Memperoleh Gelar Sarjana Teknik
pada
Bidang Studi Struktur
Program Studi S-1 Jurusan Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Oleh:

MUHAMMAD RIFANLI
NRP. 3114 106 007

Disetujui oleh Pembimbing Tugas Akhir:

1. Prof. Tavo, ST, MT., PhD.

(Pembimbing I)

2. Prof. Dr. Ir. I G. P. Raka, DEA.

(Pembimbing II)

**SURABAYA
JANUARI, 2017**

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN ELPIS RESIDENCE JAKARTA MENGUNAKAN SISTEM GANDA DAN BALOK BETON PRATEGANG

Nama Mahasiswa : Muhammad Rifanli
NRP : 3114106007
Jurusan : Teknik Sipil FTSP-ITS
Dosen Pembimbing I : Prof. Tavio, ST. MT. PhD.
Dosen Pembimbing II : Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA

Abstrak

Apartemen Elpis Residence merupakan suatu gedung yang berada di Jl. Gunung Sahari Dalam IX, Jakarta Pusat dengan 31 lantai (+108.45). Pada tugas akhir ini dilakukan perencanaan ulang struktur gedung Apartemen Elpis Residence dengan 19 lantai (+63,90) dan penambahan struktur balok beton prategang pada lantai 19 untuk memenuhi kebutuhan convention hall.

Desain modifikasi ini mengacu pada peraturan yang terbaru, yaitu SNI 2847 – 2013 tentang persyaratan beton struktural untuk bangunan gedung, SNI 1726 – 2012 tentang tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung dan non gedung, SNI 1727 – 2013 tentang beban minimum untuk perancangan bangunan gedung dan struktur lain. Beban gempa dihitung dengan metode beban gempa dinamis respons spectrum yang dikontrol dengan metode beban gempa statik ekuivalen, kemudian dianalisis menggunakan program bantu Etabs.

Dari hasil analisis yang telah dilakukan, didapatkan kesimpulan bahwa rangka utama gedung mampu menahan beban lateral arah X sebesar 25,54% dan arah Y sebesar 25,16% sehingga syarat sistem ganda terpenuhi. Berdasarkan hasil perhitungan, struktur utama Elpis Residence Jakarta menggunakan balok beton bertulang ukuran 30/40 dan 40/60 untuk balok induk, kolom 80/80 untuk lantai 1-7, kolom 70/70

untuk lantai 8-13, dan kolom 60/60 untuk lantai 14-19. Pada convention hall digunakan balok beton prategang berukuran 50/70 dengan panjang 12,4 m yang menggunakan 5-31 VSL multi strand post-tensioning tendon yang di jacking pada 3500 kN, dan ditumpu oleh sistem konsol pendek. Gedung Elpis Residence ditumpu oleh pondasi tiang pancang dengan kedalaman rata-rata 28 m.

Hasil dari modifikasi perencanaan ini dituangkan dalam bentuk gambar dengan menggunakan program bantu AutoCAD.

Kata Kunci : Modifikasi Struktur, Gedung Apartemen, Sistem Ganda, Beton Prategang

DESIGN MODIFICATION OF ELPIS RESIDENCE JAKARTA APARTMENT USING DUAL SYSTEM AND PRESTRESSED CONCRETE BEAM

Name : Muhammad Rifanli
NRP : 3114106007
Major : Teknik Sipil FTSP-ITS
Supervisor I : Prof. Tavio, ST. MT. PhD.
Supervisor II : Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA

Abstrak

Elpis Residence Apartment is a building located at Jl. Gunung Sahari Dalam IX, Jakarta Pusat with 31 stories tall (+108.45). In this final project, will be redesign building construction of Apartment Elpis Residence with 19 stories tall (+63,90) and will be modified prestressed concrete beam at level 19 for the needs of convention hall.

Design modification refers to the regulations up to date, namely SNI 2847 - 2013 about requirements concrete structural buildings, SNI 1726 - 2012 about the procedures of planning seismic resistance for structure of the building and non building, SNI 1727 - 2013 about minimum load for the design of buildings and other structures. Earthquake load seismic load is calculated by the method of dynamic response spectrum controlled by the method of equivalent static earthquake load, and then analyzed using auxiliary program ETABS.

From the analysis result, it was concluded that the main frame is able to withstand 25,54% of the lateral loads at X and 25,16% at the Y direction, so dual system requirements are met. Based from design output, the main structures of Elpis Residence Jakarta is using a 30/40 and 40/60 for main beam, 80/80 column for level 1-7, 70/70 column for level 8-13, and 60/60 column for level 14-19. Convention hall is using a 50/70 prestressed concrete beam with span of 12,4 m, using 5-31 VSL multi strand post-tensioning tendon jacked at 3500 kN, and supported with corbels.

Whole Elpis Residence building is supported by pile foundation with an average depth of 28 m.

Result of these redesigning output is poured into engineering drawing made by AutoCAD software.

Key Words : Structure Modification, Apartment Building, Dual System, Prestressed Concrete

KATA PENGANTAR

Pertama-tama penulis panjatkan puji dan syukur kepada Allah SWT, karena atas segala rahmat, hidayah, dan karunia-Nya, kita masih diberi kesehatan dan kesempatan dalam menyelesaikan Laporan Tugas Akhir yang berjudul “Desain Modifikasi Struktur Gedung Apartemen *Elpis Residence* Jakarta Menggunakan Sistem Ganda dan Balok Beton Prategang” dengan baik dan tepat pada waktunya.

Laporan Tugas Akhir ini disusun sebagai salah satu persyaratan akademis dalam menyelesaikan pendidikan S1 pada Jurusan Teknik Sipil Institut Teknologi Sepuluh Nopember.

Pada kesempatan ini penulis ingin menyampaikan rasa terima kasih kami kepada semua pihak yang telah membantu kami selama proses penyusunan Laporan Tugas Akhir ini. Antara lain, kepada :

1. Kedua Orang Tua Saya yang hebat yaitu Bapak Muhajir dan Ibu Pariyam, Adik Saya Rifqi, beserta Keluarga yang senantiasa memberikan doa dan kasih sayangnya serta dukungannya baik moral maupun materi.
2. Bapak Prof. Tavio, ST., MT., Ph.D. dan Bapak Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA., selaku Dosen Pembimbing Tugas Akhir yang telah memberikan bimbingan dan arahnya selama proses penyusunan hingga Laporan Tugas Akhir ini selesai.
3. Bapak Cahyono Bintang Nurcahyo, ST., MT., selaku dosen wali yang selalu memberikan motivasi dan semangat selama menempuh pendidikan di Jurusan Teknik Sipil Institut Teknologi Sepuluh Nopember.
4. Seluruh Dosen Pengajar Jurusan Teknik Sipil, Staf Administrasi, dan Staf Perpustakaan yang secara tidak langsung membimbing kami dan telah berbagi ilmu

selama kami berada di Institut Teknologi Sepuluh Nopember.

5. Farah Nasya yang senantiasa mendoakan, mendampingi, dan memberikan semangat selama penyusunan Laporan Tugas Akhir ini.
6. Teman – teman seperantauan dari Jakarta, teman – teman Teknik Sipil Lintas Jalur angkatan 2014 genap, dan teman – teman Institut Teknologi Sepuluh Nopember atas dukungan dan semangat yang senantiasa diberikan.
7. Pihak-pihak yang terlibat secara langsung maupun tidak langsung, terlihat dan tidak terlihat, serius dan tidak serius, membaca dan tidak membaca Laporan Tugas Akhir ini, semoga Allah selalu memberi rahmat-Nya kepada kalian.

Penulis juga mengharapkan saran-saran yang membangun bila terdapat kesalahan maupun kekurangan di dalam penulisan laporan ini, dengan tujuan untuk proses pembelajaran mengenai pokok bahasan yang terdapat di dalamnya. Semoga laporan ini dapat memberikan pengetahuan kepada kami dan pembaca pada umumnya, Aamiin.

Atas perhatian dan kesempatannya penulis mengucapkan terima kasih.

Surabaya, Januari 2017

Penulis

DAFTAR ISI

Halaman Judul	i
<i>Title Page</i>.....	ii
Lembar Pengesahan	iii
Abstrak.....	v
<i>Abstract</i>	vii
Kata Pengantar.....	ix
Daftar Isi	xi
Daftar Gambar	xvii
Daftar Tabel.....	xix
Daftar Lampiran.....	xxi

BAB I PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang	1
1.2 Rumusan Masalah	3
1.3 Tujuan	4
1.4 Batasan Masalah	4
1.5 Manfaat	5

BAB II TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Umum.....	7
2.2 Konsep Desain Kapasitas	7
2.3 Faktor Daktilitas	8
2.4 Sistem Struktur Bangunan Tahan Gempa	9
2.4.1 Sistem Rangka Pemikul Momen	9
2.4.2 Sistem Dinding Struktural	10
2.4.3 Sistem Ganda.....	10
2.5 Beton Prategang	12
2.5.1 Kelebihan Beton Prategang	12
2.5.2 Prategang Penuh.....	12
2.5.3 Prategang Parsial	13

BAB III METODOLOGI

3.1 Umum.....	15
---------------	----

3.2 Pembahasan Metodologi	17
3.2.1 Pengumpulan Data	17
3.2.2 Studi Literatur	18
3.2.3 <i>Preliminary Design</i>	19
3.2.4 Perhitungan Struktur Sekunder	23
3.2.5 Pembebanan Struktur	31
3.2.6 Analisis Struktur	46
3.2.7 Perhitungan Struktur Primer	46
3.2.8 Kontrol Desain Struktur Primer	57
3.2.9 Perencanaan Balok Prategang	57
3.2.10 Kontrol Desain Balok Prategang	72
3.2.11 Perencanaan Struktur Bawah	72
3.2.12 Gambar Teknik	74

BAB IV PRELIMINARY DESAIN

4.1 Preliminary Desain	75
4.2 Data Perencanaan	75
4.3 Dimensi Balok	76
4.4 Dimensi Pelat	78
4.5 Dimensi Kolom	82
4.6 Dimensi Dinding Geser	85

BAB V DESAIN STRUKTUR SEKUNDER

5.1 Struktur Sekunder	87
5.2 Desain Pelat	87
5.2.1 Data Perencanaan	87
5.2.3 Pembebanan Pelat	88
5.2.4 Penulangan Pelat	90
5.3 Desain Balok Lift	98
5.3.1 Data Perencanaan	98
5.3.3 Pembebanan Balok Lift	99
5.3.4 Penulangan Balok Penggantung Lift	100
5.4 Desain Tangga	103
5.4.1 Data Perencanaan	103
5.4.2 Pembebanan Tangga	104

5.4.3 Analisis Struktur Tangga.....	105
5.4.4 Penulangan Tangga	108

BAB VI ANALISIS STRUKTUR

6.1 Pemodelan Struktur	113
6.2 Pembebanan Struktur	114
6.2.1 Beban Mati	114
6.2.2 Beban Hidup.....	114
6.2.3 Analisis Beban Gempa Dinamis.....	114
6.3 Kontrol Desain	117
6.3.1 Kontrol Waktu Getar Alami Fundamental	117
6.3.2 Respon Spektrum Desain	120
6.3.3 Kontrol Gaya Geser Dasar (<i>Base Shear</i>).....	122
6.3.4 Kontrol Simpangan antar Lantai (<i>Drift</i>)	124
6.3.5 Kontrol Sistem Ganda	127
6.3.6 Kontrol Partisipasi Massa	128

BAB VII DESAIN STRUKTUR PRIMER

7.1 Struktur Primer.....	131
7.2 Desain Balok Induk.....	131
7.2.1 Data Perencanaan	131
7.2.2 Penulangan Lentur.....	132
7.2.3 Penulangan Geser.....	135
7.2.4 Penulangan Torsi.....	139
7.2.5 Panjang Penyaluran	139
7.2.6 Kontrol Retak	140
7.3 Desain Kolom	141
7.3.1 Data Perencanaan	142
7.3.2 Penulangan Lentur.....	143
7.3.3 Kontrol <i>Strong Column Weak Beam</i>	146
7.3.4 Pengekang Kolom	146
7.3.5 Penulangan Geser.....	147
7.3.6 Panjang Lewatan	149
7.3.7 Tulangan Torsi	148
7.4 Desain Dinding Geser	150

7.4.1 Data Perencanaan	151
7.4.2 Penulangan Longitudinal	152
7.4.3 Penulangan Geser	155
7.4.4 Kontrol Komponen Batas Khusus	160
7.5 Hubungan Balok Kolom.....	163
7.5.1 Dimensi Luas Efektif Joint	163
7.5.2 Penulangan Transversal HBK	164
7.5.3 Kuat Geser HBK.....	164

BAB VIII DESAIN BALOK PRATEGANG

8.1 Balok Prategang	167
8.2 Data Perencanaan	167
8.3 Penentuan Tegangan Ijin Beton	167
8.4 Pembebanan Balok Prategang	169
8.5 Analisis Penampang Global	170
8.6 Gaya Prategang Awal.....	172
8.7 Penentuan Tendon yang Digunakan	176
8.8 Kehilangan Gaya Prategang	178
8.8.1 Kehilangan Akibat Pengangkuran	178
8.8.2 Kehilangan Akibat Gesekan (<i>Wobble Effect</i>)	179
8.8.3 Kehilangan Akibat Perpendekan Elastis.....	179
8.8.4 Kehilangan Akibat Rangkak	179
8.8.5 Kehilangan Akibat Susut	180
8.8.6 Kehilangan Akibat Relaksasi Baja	181
8.9 Kontrol Gaya Prategang Setelah Kehilangan	182
8.10 Kontrol Lendutan	184
8.10.1 Lendutan Saat Jacking	184
8.10.2 Lendutan Saat Beban Bekerja.....	185
8.11 Daerah Limit Kabel	185
8.12 Perencanaan Tulangan Lunak	187
8.13 Perencanaan Tulangan Geser	187
8.14 Kontrol Momen Nominal	190
8.15 Kontrol Momen Retak	192
8.16 Pengangkuran Ujung	193
8.17 Perhitungan Konsol Pendek	195

8.17.1 Data Perencanaan	195
8.17.2 Kontrol Dimensi	195
8.17.3 Penulangan Konsol.....	196
8.18 Metode Konstruksi Balok Prategang	197
8.18.1 Pembuatan Balok Prategang.....	197
8.18.2 Analisis Balok Saat Pengangkatan	198

BAB IX DESAIN STRUKTUR BAWAH

9.1 Struktur Bawah	203
9.2 Data Tanah	203
9.3 Desain Pondasi Tiang Pancang	203
9.3.1 Data Perencanaan	204
9.3.2 Daya Dukung Tanah.....	204
9.4 Desain Poer	210
9.4.1 Data Perencanaan	210
9.4.2 Kontrol Geser Pons	210
9.4.3 Penulangan Poer	213
9.5 Desain Balok Sloof	215
9.5.1 Data Perencanaan	215
9.5.2 Pembebanan Sloof.....	215
9.5.3 Penulangan Lentur.....	216
9.5.4 Penulangan Geser.....	217

BAB X PENUTUP

5.1 Kesimpulan	219
5.2 Saran.....	220

DAFTAR PUSTAKA

GAMBAR OUTPUT

LAMPIRAN – LAMPIRAN

Halaman ini sengaja dikosongkan

DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1	Macam – macam Mekanisme Keruntuhan	8
Gambar 2.2	Mekanisme Keruntuhan Ideal	10
Gambar 2.3	Kategori Dinding Geser	11
Gambar 3.1	Diagram Alir Metodologi.....	17
Gambar 3.2	Balok Interior	20
Gambar 3.3	Balok Eksterior.....	20
Gambar 3.4	Spektrum Respon Desain	26
Gambar 3.5	Peta untuk Ss.....	37
Gambar 3.6	Peta untuk S1.....	38
Gambar 4.1	Denah Struktur Gedung <i>Elpis Residence</i>	75
Gambar 4.2	Balok Induk (BI-1).....	76
Gambar 4.3	Balok Prategang (BP-1)	77
Gambar 4.4	Tinjauan Pelat Lantai Tipe A	78
Gambar 4.5	Balok as 2/A-B	79
Gambar 4.6	Balok as A/1-2.....	80
Gambar 4.7	Kolom yang Ditinjau.....	82
Gambar 5.1	Denah Pelat yang Ditinjau.....	88
Gambar 5.2	Arah X Pelat Lantai A dan B.....	90
Gambar 5.3	Penampang Balok Eksterior	91
Gambar 5.4	Denah Ruang Lift	98
Gambar 5.5	Pembebanan pada Balok Penggantung.....	100
Gambar 5.6	Denah Tangga	104
Gambar 5.7	Potongan Memanjang Tangga	104
Gambar 5.8	Permodelan Struktur Tangga	106
Gambar 5.9	Gaya Dalam pada Tangga	108
Gambar 6.1	Permodelan Struktur Gedung <i>Elpis Residence</i> ...	113
Gambar 6.2	Grafik Respon Spektrum Desain	122
Gambar 7.1	Lokasi Balok Induk 400/600 mm	131
Gambar 7.2	Lokasi Kolom 800/800 mm	142
Gambar 7.3	Penampang Kolom.....	144
Gambar 7.4	P-M Diagram Interaksi Kolom 800/800 mm	145
Gambar 7.5	Lokasi Dinding Geser yang Ditinjau	151
Gambar 7.6	Penampang SW1	153
Gambar 7.7	P-M Diagram Interaksi SW1.....	153

Gambar 7.8	Penampang SW2	154
Gambar 7.9	P-M Diagram Interaksi SW2.....	155
Gambar 7.10	Penampang Leg 2	161
Gambar 7.11	P-M Diagram Interaksi Leg 2.....	161
Gambar 7.12	Sketsa HBK.....	164
Gambar 8.1	Penampang Balok Prategang Komposit.....	171
Gambar 8.2	Diagram Tegangan Akibat Berat Sendiri Balok..	174
Gambar 8.3	Diagram Tegangan Saat Beban Layan (1)	176
Gambar 8.4	Diagram Tegangan Saat Beban Layan (2)	183
Gambar 8.5	Penentuan Posisi Tendon	186
Gambar 8.6	Sketsa Konsol Pendek	195
Gambar 8.7	Momen Akibat Pengangkatan Balok.....	198
Gambar 8.8	Pengankuran untuk Pengangkatan Balok	199
Gambar 8.9	Titik Pengangkatan.....	200
Gambar 8.10	Sudut Pengangkatan	200
Gambar 9.1	Lokasi Pondasi Kolom yang Ditinjau	203
Gambar 9.2	Pondasi Tiang Pancang	207
Gambar 9.3	Geser Pons Akibat Kolom.....	211
Gambar 9.4	Geser Pons Akibat Tiang Pancang	212
Gambar 9.5	Analisis Poer	213
Gambar 9.6	Penampang Sloof.....	216
Gambar 9.7	P-M Diagram Interaksi Sloof	217

DAFTAR TABEL

Tabel 3.1	Tebal Minimum Balok atau Pelat.....	22
Tabel 3.2	Proporsi Lajur Kolom Momen Negatif Interior	24
Tabel 3.3	Proporsi Lajur Kolom Momen Negatif Eksterior.....	25
Tabel 3.4	Berat Sendiri Bahan Bangunan Komponen Gedung ..	31
Tabel 3.5	Koefisien Situs, F_a	38
Tabel 3.6	Koefisien Situs, F_v	39
Tabel 3.7	Faktor Keutamaan Gempa.....	40
Tabel 3.8	Kategori Desain Seismik pada Periode Pendek.....	40
Tabel 3.9	Kategori Desain Seismik pada Periode 1 Detik	41
Tabel 3.10	Faktor R, Cd, untuk Sistem Penahan Gaya Gempa....	42
Tabel 3.11	Koefisien Batas Atas pada Periode yang Dihitung.....	45
Tabel 3.12	Nilai Parameter Periode Pendekatan C_t dan x	45
Tabel 4.1	Resume Dimensi Balok	78
Tabel 4.2	Resume Dimensi Pelat	82
Tabel 4.3	Beban Mati yang Diterima Kolom Lantai 14-19	83
Tabel 4.4	Beban Hidup yang Diterima Kolom Lantai 14-19	84
Tabel 4.5	Resume Dimensi Kolom	85
Tabel 4.6	Resume Dimensi Dinding Geser	86
Tabel 5.1	Perhitungan Tulangan Pelat Lantai Tipe A Arah X ...	94
Tabel 5.2	Perhitungan Tulangan Pelat Lantai Tipe A Arah Y ...	95
Tabel 5.3	Resume Penulangan Pelat Arah X.....	96
Tabel 5.4	Resume Penulangan Pelat Arah Y.....	97
Tabel 6.1	Analisis Data N-SPT	115
Tabel 6.2	Modal Periode dan Frekuensi	119
Tabel 6.3	Perhitungan Spektrum Desain	121
Tabel 6.4	Berat Struktur Gedung <i>Elpis Residence</i>	123
Tabel 6.5	Reaksi Beban Gempa Arah X dan Y	124
Tabel 6.6	Simpangan Ijin Lantai	125
Tabel 6.7	Kontrol Kinerja Batas Struktur Arah X.....	126
Tabel 6.8	Kontrol Kinerja Batas Struktur Arah Y	127
Tabel 6.9	Kontrol Sistem Ganda	128
Tabel 6.10	Modal Participating Mass Ratio	129
Tabel 7.1	Momen Envelope Balok BI-1	132
Tabel 7.2	Resume Penulangan Lentur Balok	141

Tabel 7.3	Resume Penulangan Geser Balok.....	141
Tabel 7.4	Kombinasi Beban P-M Kolom 800/800	144
Tabel 7.5	Resume Penulangan Kolom.....	150
Tabel 7.6	Gaya Dalam Dinding Geser.....	152
Tabel 7.7	Hasil Analisis <i>ETABS</i> untuk Komponen Batas	160
Tabel 7.8	Resume Penulangan Dinding Geser	163
Tabel 8.1	Resume Kehilangan Prategang	181
Tabel 8.2	Perhitungan Letak Posisi Tendon	187
Tabel 9.1	Analisis Data N-SPT	205
Tabel 9.2	Resume Perhitungan Pondasi Tiang Pancang.....	209
Tabel 9.3	Resume Perhitungan Poer.....	215

DAFTAR LAMPIRAN

Lampiran.1	Gambar Output
Lampiran.2	Data Tanah
Lampiran.3	Spesifikasi Lift
Lampiran.4	Spesifikasi Tendon
Lampiran.5	Spesifikasi Tower Crane
Lampiran.6	Spesifikasi Tiang Pancang

Halaman ini sengaja dikosongkan

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Pemakaian struktur beton prategang dalam dasawarsa terakhir sudah berkembang dengan pesat dan banyak diterapkan pada prasarana transportasi berupa jembatan dan jalan layang. Di sisi lain kebutuhan gedung akan ruang yang luas semakin meningkat pula karena mempunyai nilai investasi dan fungsi yang baik seperti ruang pertemuan atau ruang serbaguna. Oleh karena itu, teknologi beton prategang mulai diterapkan pada struktur gedung bertingkat seperti hotel, apartemen, dan gedung lainnya.

Untuk konstruksi gedung yang menggunakan balok prategang, terdapat sebuah kendala dimana keruntuhan getas akan terjadi akibat tekanan pada beton sebelum tegangan tarik pada baja melampaui batas elastis. Oleh karena itu, diperlukan sebuah perencanaan khusus dalam mendesain balok prategang agar mencapai daktilitas yang memadai serta kuat dalam menahan beban gempa. Cara untuk memenuhi syarat daktilitas itu adalah dengan menggunakan balok prategang parsial (Fransiskus, 2013).

Ketika beton prategang diperkenalkan pada tahun 1930-an, filosofi desainnya adalah menemukan suatu jenis bahan baru dengan membuat beton berada dalam keadaan tertekan sedemikian rupa, sehingga tidak ada bagian dari beton tersebut yang tertarik, setidaknya pada tahap beban kerja (Fransiskus, 2013). Perencanaan dimana tegangan tarik pada beton sama dengan nol dikenal sebagai prategang penuh.

Pada akhir tahun 1940-an, pengamatan atas struktur yang sebelumnya telah dibuat, menunjukkan adanya kekuatan ekstra pada elemen struktur tersebut. Oleh karena itu, sebagian insinyur percaya dalam desain bahwa tegangan tarik dengan jumlah tertentu dapat diijinkan (Lin dan Burns, 1996). Berbeda

sekali dengan kriteria sebelumnya yang tidak memperkenankan adanya tegangan tarik pada elemen struktur, metode desain yang mengijinkan adanya sejumlah tegangan tarik pada elemen struktur ini sering dinamakan prategang parsial (Fransiskus, 2013).

Menurut Naaman Antoine E (1982), prategang parsial adalah kombinasi tendon prategang dan tulangan baja lunak (non prategang), dimana sebagian beban dipikul oleh tendon dan sebagian dipikul oleh baja lunak (Fransiskus, 2013). Pada perencanaan terhadap beban gempa, adanya baja lunak pada beton prategang akan meningkatkan daktilitas dan peredam energi selama beban siklis bolak balik bekerja (Artiningsih, 2008). Sehingga daktilitas yang diperlukan dapat tercapai dan mendispasi energi cukup baik. Hasil penelitian Gilbert dan Mickleborough (1990), memperlihatkan bahwa sistem prategang parsial mampu mendispasi energi lebih baik daripada sistem prategang penuh (Nurjannah dkk, 2015). Suatu keuntungan penting dari prategang parsial adalah berkurangnya lendutan ke atas (*chamber*). Pengurangan lendutan ke atas juga dapat mengurangi pengaruh rangkai lentur dan kemudahan dalam pengendalian keseragaman lendutan ke atas (Fransiskus, 2013).

Dengan mengetahui beberapa keuntungan balok prategang, penulis dalam Tugas Akhir ini mencoba menerapkan desain balok beton prategang pada struktur gedung *Elpis Residence*. *Elpis residence* merupakan gedung apartemen yang berada di Jakarta, terdiri dari 31 lantai dengan sistem ganda. Gedung *Elpis Residence* akan dimodifikasi dengan mengurangi jumlah lantai eksisting menjadi 19 lantai. Hal ini dilakukan karena penulis merasa bahwa tingkat kesulitannya sudah cukup untuk memenuhi Tugas Akhir. Gedung *Elpis Residence* juga akan dimodifikasi memiliki *Convention Hall* pada lantai 19 yang membutuhkan ruangan luas tanpa ada kolom dibagian tengah ruangan sehingga perlu direncanakan struktur balok

beton prategang yang dapat menjangkau bentang panjang dengan dimensi yang relatif kecil namun kuat.

Desain modifikasi ini mengacu pada peraturan yang terbaru, yaitu SNI 2847 – 2013 tentang persyaratan beton struktural untuk bangunan gedung, SNI 1726 – 2012 tentang tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung dan non gedung, SNI 1727 – 2013 tentang beban minimum untuk perancangan bangunan gedung dan struktur lain, Peraturan Pembebanan Indonesia untuk Gedung 1983 (PPIUG 1983), serta peraturan mengenai desain beton prategang. Perencanaan ini memberikan pengetahuan baru mengenai alternatif perencanaan struktur gedung tahan gempa dan menunjukkan sejauh mana tingkat keamanan struktur yang dirancang berdasarkan peraturan-peraturan terbaru.

1.2 Perumusan Masalah

Masalah utama yang akan dibahas adalah bagaimana merencanakan struktur gedung apartemen *Elpis Residence* akibat adanya perubahan ruang yang memerlukan balok beton prategang, perubahan jumlah lantai, serta berdasarkan peraturan-peraturan terbaru.

Ada beberapa detail permasalahan yang akan dibahas, yaitu sebagai berikut:

1. Bagaimana menentukan permodelan dan asumsi pembebanan serta analisis perhitungan beban gempa berdasarkan peraturan terbaru?
2. Bagaimana merencanakan struktur sekunder meliputi pelat, tangga, dan balok lift?
3. Bagaimana menganalisis permodelan struktur gedung yang telah dimodifikasi dengan program bantu *ETABS*?
4. Bagaimana merencanakan struktur utama meliputi balok induk, kolom, dan dinding struktural (*shearwall*)?

5. Bagaimana merencanakan struktur balok beton prategang?
6. Bagaimana merencanakan pondasi gedung tersebut?
7. Bagaimana hasil akhir dari modifikasi gedung tersebut yang dituangkan melalui gambar teknik dengan program bantu *AutoCAD*?

1.3 Tujuan Penulisan

Tujuan utama yang ingin dicapai adalah merencanakan struktur gedung apartemen *Elpis Residence* akibat adanya perubahan ruang yang memerlukan balok beton prategang, perubahan jumlah lantai, serta berdasarkan peraturan-peraturan terbaru.

Ada beberapa detail tujuan yang ingin dicapai dari penulisan Tugas Akhir ini, yaitu sebagai berikut:

1. Menentukan permodelan dan asumsi pembebanan serta analisis perhitungan beban gempa berdasarkan peraturan terbaru.
2. Merencanakan struktur sekunder meliputi pelat, tangga, dan balok lift.
3. Menganalisis permodelan struktur gedung yang telah dimodifikasi dengan program bantu *ETABS*.
4. Merencanakan struktur utama meliputi balok induk, kolom, dan dinding struktural (*shearwall*).
5. Merencanakan struktur balok beton prategang.
6. Merencanakan pondasi gedung tersebut.
7. Memperoleh hasil akhir dari modifikasi gedung tersebut melalui gambar teknik dengan program bantu *AutoCAD*.

1.4 Batasan Masalah

Batasan masalah dalam penulisan Tugas Akhir ini, yaitu sebagai berikut:

1. Metode pelaksanaan yang ditinjau hanya menyangkut analisis perhitungan.

2. Perencanaan tidak meninjau aspek manajemen konstruksi dan analisis biaya.
3. Perencanaan tidak meninjau sistem utilitas dan arsitektural.

1.5 Manfaat

Manfaat dari penulisan Tugas Akhir ini, yaitu sebagai berikut:

1. Dapat merencanakan struktur gedung bertingkat tinggi yang memenuhi persyaratan keamanan struktur.
2. Memberikan suatu perencanaan struktur balok beton prategang yang dapat diaplikasikan.

Dapat digunakan sebagai acuan untuk perencanaan beton prategang kedepannya.

Halaman ini sengaja dikosongkan

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Umum

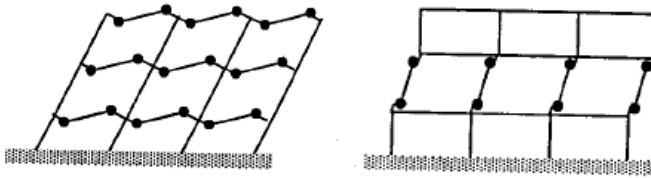
Pembangunan konstruksi dengan menggunakan beton bertulang merupakan jenis konstruksi yang paling banyak digunakan karena mudah dalam mendapatkan material dan pelaksanaannya. Beton bertulang efektif digunakan pada konstruksi dengan bentang balok yang tidak terlalu panjang. Sedangkan untuk konstruksi balok dengan bentang yang panjang digunakan beton prategang dengan dimensi yang relatif kecil.

Didalam perancangan suatu struktur harus selalu memperhatikan hal-hal berikut : 1). Dari segi kekuatan, struktur tersebut harus dapat diandalkan kekuatannya, 2). Dari segi estetika, memenuhi syarat keindahan dan 3). Dari segi finansial, struktur tersebut harus ekonomis. Apabila semua persyaratan diatas terpenuhi, maka dapat dikatakan bahwa struktur yang direncanakan memenuhi persyaratan teknis (Sutarja, 2006).

Perencanaan struktur gedung tahan gempa di Indonesia sangat penting mengingat sebagian besar wilayahnya intensitas gempa berkekuatan rendah hingga tinggi. Salah satu syarat penting struktur tahan gempa adalah daktilitas yang memadai. Sebuah struktur memiliki daktilitas yang baik bila elemen-elemen struktur penyusunnya juga memiliki daktilitas yang baik.

2.2 Konsep Desain Kapasitas

Konsep desain kapasitas adalah mengatur bagian yang satu lebih kuat dari bagian yang lain, sehingga bentuk keruntuhan dapat ditentukan lebih dahulu (Aryanti dan Aminsya, 2004). Gambar 2.1 berikut memberikan dua mekanisme keruntuhan yang dapat terjadi pada portal rangka terbuka.



Gambar 2.1 Macam-macam mekanisme keruntuhan pada portal rangka terbuka (Aryanti dan Aminsyah, 2004)

Faktor-faktor yang perlu diperhatikan agar mekanisme ini dapat dijamin tercapai adalah : 1). Faktor peningkatan kuat lentur balok sebagai elemen utama pemancar energi gempa, 2). Faktor pengaruh beban dinamis pada kolom (Aryanti dan Aminsyah, 2004)

2.3 Faktor Daktilitas

Daktilitas didefinisikan sebagai kemampuan suatu struktur untuk menahan respon inelastik yang dominan sekaligus mempertahankan sebagian besar dari kekuatan awalnya dalam memikul beban. Faktor daktilitas adalah rasio deformasi inelastis yang terjadi pada struktur selama pembebanan berlangsung, seperti beban gempa, terhadap deformasi yang terjadi pada saat struktur mengalami leleh pertama. Deformasi yang terjadi dapat berupa perpindahan translasi, perpindahan rotasi, kelengkungan, dan regangan (Artiningsih, 2008)

Dalam perencanaan struktur beton, hanya daktilitas penampang dan daktilitas struktural yang diperhitungkan. Daktilitas penampang menggambarkan sifat inelastik penampang akibat momen lentur, sedangkan daktilitas struktural menggambarkan sifat inelastik struktur akibat beban lateral. Daktilitas penampang digambarkan dalam kurva momen–kelengkungan, sedangkan daktilitas struktural dalam kurva gaya lateral–lendutan lateral (Artiningsih, 2008).

2.4 Sistem Struktur Bangunan Tahan Gempa

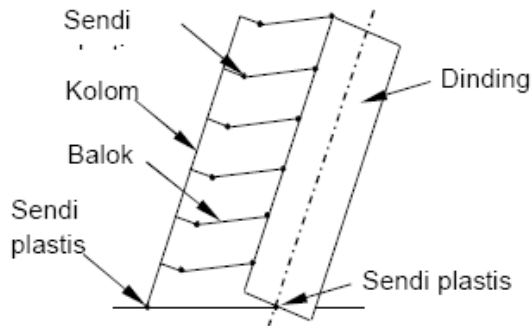
Sistem struktur dasar penahan beban lateral secara umum dapat dibedakan atas Sistem Rangka Momen (SRPM), Sistem Dinding Struktural (SDS), dan Sistem Ganda. Dalam memilih jenis struktur yang tepat, ada beberapa faktor yang perlu dipertimbangkan misalnya tinggi bangunan, arsitektural, dan fungsi bangunan (Agus dan Gushendra, 2015)

2.4.1 Sistem Rangka Pemikul Momen (SRPM)

Sistem Rangka Pemikul Momen merupakan struktur portal *open frame* yang terdiri dari kolom dan balok yang digabungkan dengan sambungan tahan momen. Kekakuan lateral dari portal cenderung tergantung dari kekakuan lentur dari kolom, balok, dan sambungannya (Agus dan Gushendra, 2015)

Sistem rangka pemikul momen terdiri dari : 1) Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa (SRPMB), memiliki tingkat daktilitas terbatas dan hanya cocok digunakan di daerah dengan resiko gempa yang rendah, 2) Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah (SRPMM), memiliki daktilitas sedang dan cocok digunakan pada zona gempa menengah, 3) Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK), memiliki daktilitas penuh, ketentuan detailing yang ketat, dan cocok digunakan pada zona gempa tinggi (Hasan dan Astira, 2013).

Pada struktur gedung dengan sistem rangka pemikul momen khusus harus didesain memenuhi syarat “*Strong Column Weak Beam*”, yang artinya ketika menerima pengaruh gempa hanya boleh terjadi sendi plastis di ujung-ujung balok dan kaki kolom (Wardhono, 2010). Mekanisme keruntuhan ideal dapat dilihat pada Gambar 2.2

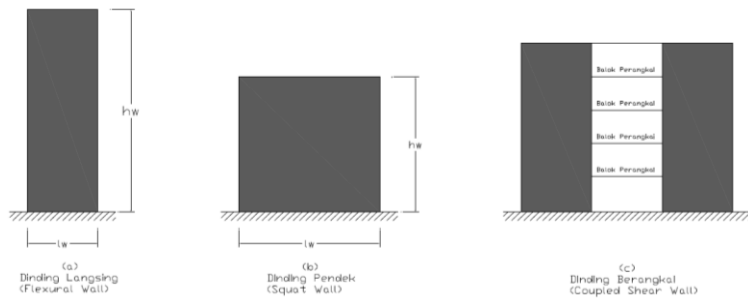


Gambar 2.2 Mekanisme keruntuhan ideal suatu struktur gedung (Wardhono, 2010)

2.4.2 Sistem Dinding Struktural (SDS)

Dinding struktural atau dinding geser adalah dinding beton bertulang dengan kekakuan bidang datar yang sangat lebar, yang ditempatkan pada lokasi tertentu (ruang lift atau tangga) untuk menyediakan tahanan gaya / beban horizontal (Pranata dan Yunizar, 2011). Dinding geser biasanya dikategorikan berdasarkan geometrinya, yaitu :

1. Dinding Langsing (*Flexural Wall*)
Dinding geser yang memiliki $h_w/l_w \geq 2$, dimana desain dikontrol oleh perilaku lentur.
2. Dinding pendek (*Squat wall*)
Dinding geser yang memiliki rasio $h_w/l_w \leq 2$, dimana desain dikontrol oleh perilaku geser.
3. Dinding berangkai (*Coupled Shear Wall*)
Momen guling yang terjadi akibat beban gempa ditahan oleh sepasang dinding, yang dihubungkan oleh balok-balok perangkai, sebagai gaya-gaya tarik dan tekan yang bekerja pada masing masing dasar pasangan dinding tersebut.



Gambar 2.3 Kategori dinding geser tampak depan (Pranata dan Yuniar, 2011)

Dinding geser sebagai elemen penahan gaya lateral memiliki keuntungan utama karena menyediakan kontinuitas vertikal pada sistem lateral struktur gedung. Struktur gedung dengan dinding geser sebagai elemen penahan gaya lateral pada umumnya memiliki kinerja yang cukup baik pada saat gempa. Hal ini terbukti dari sedikitnya kegagalan yang terjadi pada sistem struktur dinding geser di kejadian-kejadian gempa yang lalu (Imran dkk, 2008).

Besarnya simpangan pada struktur yang menggunakan dinding geser lebih kecil bila dibandingkan pada struktur yang tidak menggunakan dinding geser. Ini menunjukkan bahwa penggunaan dinding geser pada suatu struktur dapat meningkatkan kekakuan lateral struktur sehingga memberikan pengaruh yang signifikan terhadap besarnya simpangan lateral struktur (Windah, 2011)

2.4.3 Sistem Ganda (*Dual System*)

Sistem ini terdiri dari sistem rangka yang digabung dengan sistem dinding struktural. Rangka ruang lengkap berupa Sistem Rangka Pemikul Momen (SRPM) berfungsi memikul beban gravitasi, sedangkan dinding struktural menahan beban lateral. Berdasarkan SNI 1726-2012, sistem rangka pemikul

momen pada sistem ganda ini harus mampu menahan minum 25% beban lateral total yang bekerja pada struktur bangunan, sedangkan sistem dinding geser menahan 75% gaya lateral tersebut (Hasan dan Astira, 2013)

2.5 Beton Prategang

Beton prategang merupakan teknologi konstruksi beton yang mengkombinasikan antara beton berkekuatan tinggi dengan baja mutu tinggi dengan cara aktif. Beton prategang merupakan kombinasi yang ideal dari dua buah bahan modern yang berkekuatan tinggi (Lin dan Burns, 1996).

2.5.1 Kelebihan Beton Prategang

Struktur beton prategang mempunyai beberapa kelebihan, antara lain (Rasyid dkk 2013):

1. Terhindar retak terbuka di daerah tarik, jadi lebih tahan terhadap keadaan korosif.
2. Karena terbentuknya lawan lendut sebelum beban rencana bekerja, maka lendutan akhirnya akan lebih kecil dibandingkan pada beton bertulang.
3. Penampang struktur lebih langsing, sebab seluruh luas penampang dipakai secara efektif.
4. Jumlah berat baja prategang jauh lebih kecil dibandingkan jumlah berat besi beton biasa.
5. Ketahanan gesek balok dan ketahanan puntirnya bertambah. Maka struktur dengan bentang yang panjang dengan dimensi yang kecil dapat terwujud.

2.5.2 Prategang Penuh

Suatu sistem yang dibuat sedemikian rupa, sehingga tegangan yang terjadi adalah tekanan pada seluruh penampang. Hasil perhitungan tegangan dengan memakai teori kemungkinan menunjukkan bahwa pada penampang balok prategang sistem *full prestressing* terdapat kemungkinan sebesar $\pm 50\%$ terjadi tegangan tarik pada serat terbawah,

meskipun sudah didesain dengan konsep *full prestressing* (tidak ada tarik). Hal ini terjadi karena adanya variabilitas sifat-sifat baja dan beton serta beban yang bekerja, yang mengakibatkan nilai tegangan yang terjadi juga bervariasi. Dari hasil perhitungan juga didapatkan bahwa tegangan tarik yang terjadi ada kemungkinan sebesar $\pm 20\%$ akan melebihi tegangan tarik ijinnya. Tentu saja hal ini juga menunjukkan bahwa masih ada kemungkinan yang cukup besar akan terjadi retak pada balok sistem *full prestressing*. Dari hasil diatas maka disarankan bahwa meskipun balok prategang telah didesain dengan sistem *full prestressing*, maka sebaiknya tetap diberi tulangan baja pasif pada daerah serat bawah untuk menghindari terjadinya retak (Darmawan, 2009).

Beton prategang penuh dapat mengakibatkan lendutan yang kurang signifikan pada beban layan. Lendutan juga dapat meningkat karena rangkai beton dengan berjalannya waktu. Kekurangan lain dari beton prategang penuh adalah daktilitas yang rendah, dimana beton prategang penuh lebih kaku daripada beton bertulang biasa sehingga menimbulkan tanda-tanda yang sedikit mengkhawatirkan daripada beton bertulang biasa melalui defleksi yang rendah dan retak yang terbatas (Salem dkk, 2013).

2.5.3 Prategang Parsial

Beton prategang parsial adalah beton dengan kombinasi *strand* prategang dan tulangan biasa. Sifat lentur balok beton prategang parsial sangat tergantung pada besarnya *Partial Prestressing Ratio* (PPR). PPR adalah rasio momen batas akibat *strand* prategang terhadap momen batas total penampang. Apabila PPR terlalu kecil maka balok beton berperilaku seperti balok beton bertulang, yaitu kekuatan rendah tetapi bersifat daktil sehingga menyebabkan retak permanen dan memungkinkan *strand* prategang berkarat. Sebaliknya bila PPR terlalu besar maka balok beton berperilaku

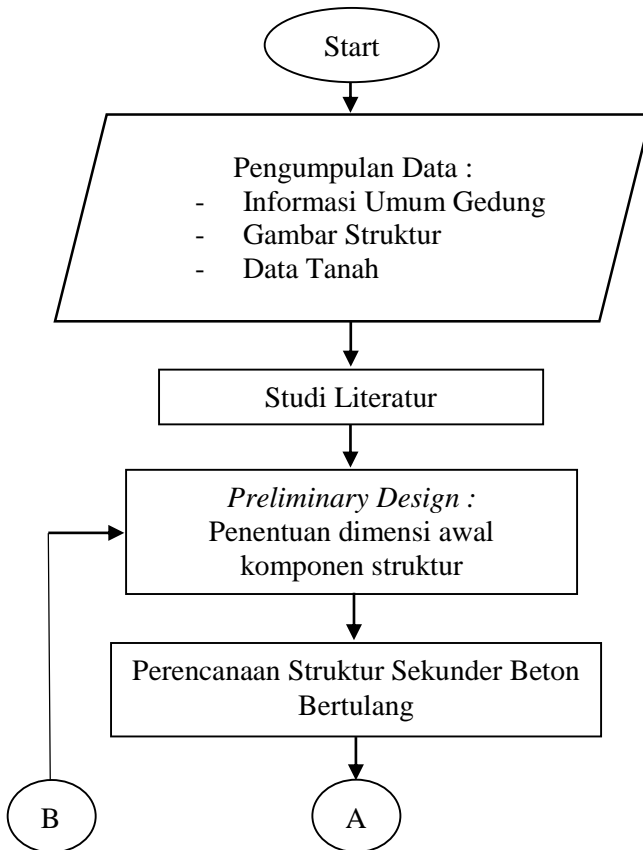
seperti balok beton prategang penuh, yaitu kekuatan tinggi tetapi bersifat getas. Hasil penelitian menunjukkan bahwa pada batas PPR 40% - 70% balok mempunyai kekuatan yang tinggi tetapi masih bersifat daktil (Artiningsih, 2008).

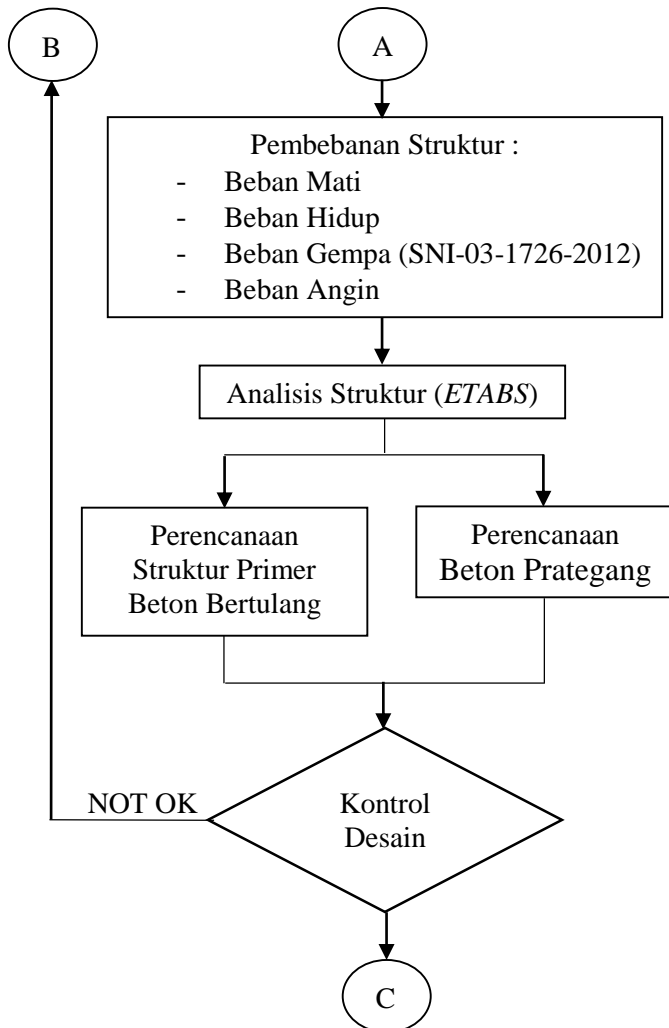
Dibandingkan dengan beton prategang penuh, beton prategang parsial menunjukkan defleksi ultimate yang lebih besar, daktilitas dan kemampuan menyerap energi yang lebih tinggi, lendutan dan rangkai yang lebih rendah akibat prategang, dan menekan biaya. Pada beton prategang parsial, kekakuan setelah terjadi retak lebih besar daripada beton prategang penuh (Chris dkk, 2013).

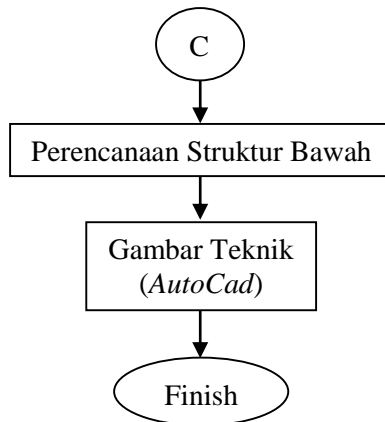
BAB III METODOLOGI

3.1 Umum

Metodologi ini menjelaskan secara rinci urutan pelaksanaan dalam penyelesaian Tugas Akhir. Urutan yang digunakan dalam penyelesaian Tugas Akhir ini dapat dilihat pada Diagram 3.1, selanjutnya akan diikuti dengan penjelasan dari diagram alir tersebut.







Gambar 3.1 Diagram Alir Metodologi Perencanaan Struktur Gedung

3.2 Pembahasan Metodologi

Diagram alir pada gambar 3.1 merupakan acuan untuk merencanakan struktur Gedung Apartemen *Elpis Residence*.

3.2.1 Pengumpulan Data

Informasi umum mengenai gedung yang akan dimodifikasi adalah sebagai berikut:

1. Nama Bangunan : Apartemen *Elpis Residence*
2. Fungsi Bangunan : Hunian
3. Lokasi : Sawah Besar, Jakarta
4. Jarak dari Tepi Laut : 10 km
5. Jenis Tanah : Tanah Sedang
6. Gambar Struktur : (Terlampir)
7. Data Tanah : (Terlampir)

Data gedung apartemen *Elpis Residence* sebelum dimodifikasi adalah sebagai berikut:

1. Sistem Struktur : Sistem Ganda
2. Jumlah Lantai : 31 Lantai

3. Struktur Utama : Struktur beton bertulang konvensional
 4. Struktur Pondasi : Pondasi Dalam
- Data gedung apartemen *Elpis Residence* setelah dimodifikasi adalah sebagai berikut:

1. Sistem Struktur : Sistem Ganda
2. Jumlah Lantai : 19 Lantai
3. Struktur Utama : Struktur beton bertulang konvensional pada lantai 1-18, pada lantai 19 dimodifikasi menggunakan balok beton prategang
4. Struktur Pondasi : Pondasi Dalam

Denah gedung apartment *Elpis Residence* berbentuk T, yang merupakan kategori bangunan tidak simetris. Gedung eksisting dibangun tanpa dilatasi, maka perencanaan modifikasi ini juga mengikuti keadaan eksisting, sehingga memerlukan beberapa pertimbangan jika sistem struktur gedung direncanakan tanpa dilatasi.

3.2.2 Studi Literatur

Studi referensi berupa buku pustaka, diktat pelajaran, penelitian terdahulu, jurnal konstruksi beton serat peraturan mengenai perencanaan struktur gedung secara umum dan perencanaan struktur beton prategang, yaitu:

- a. SNI 1727-2013 tentang "*Beban Minimum untuk Perancangan Gedung dan Struktur lain*".
- b. Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung (PPIUG) 1983.
- c. SNI 1726-2012 tentang "*Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung*".
- d. SNI 2847-2013 tentang "*Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung*".
- e. "*Desain Struktur Beton Prategang*" Edisi Ketiga (T.Y.Lin)

- f. “Beton Prategang” Edisi Ketiga (Edward G.Nawy)
- g. SNI 7833-2012 tentang “Tata Cara Perancangan Beton Pracetak dan Beton Prategang untuk Bangunan Gedung”.

3.2.3 Preliminary Design

Preliminary design merupakan perencanaan awal untuk menentukan dimensi awal dari suatu komponen struktur yang mengacu pada ketentuan SNI 2847-2013. Beberapa komponen struktur tersebut antara lain:

3.2.3.1 Perencanaan Balok

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 9.5.3.1 dalam menentukan dimensi awal balok anak dan balok induk dapat dilakukan dengan mengikuti langkah-langkah berikut :

- a. Menentukan data desain yang meliputi panjang balok dan data properti material
- b. Rencanakan lebar balok (b) adalah $2/3 h$.
- c. Bila f_y sama dengan 420 Mpa gunakan pers. 3.1, bila f_y selain 420 Mpa gunakan pers. 3.2

$$h_{min} = \frac{L}{16} \quad (3.1)$$

$$h_{min} = \frac{L}{16} (0,4 + (\frac{f_y}{700})) \quad (3.2)$$

Keterangan :

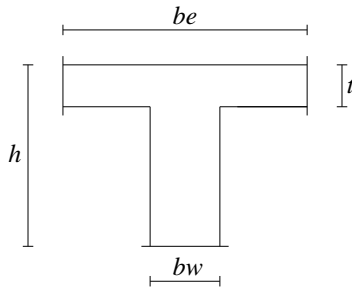
- h_{min} = Tinggi minimum balok (mm)
- L = Panjang balok (mm)
- f_y = Tegangan leleh baja (Mpa)

3.2.3.2 Perencanaan Pelat

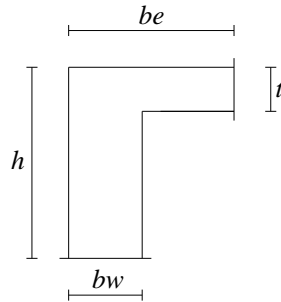
Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 9.5.3 dalam menentukan dimensi awal pelat lantai dapat dilakukan dengan mengikuti langkah-langkah sebagai berikut :

- a. Menentukan data desain yang meliputi bentang bersih dan dimensi balok yang menjepitnya.

- b. Menentukan lebar sayap efektif dari balok T (be)
- Balok Interior
 Lebar efektif (be) diambil nilai yang terkecil dari:
 $be < \frac{1}{4} Lb$ (3.3)
 $be < bw + 8t$ (3.4)
 - Balok Eksterior
 Lebar efektif (be) diambil nilai yang terkecil dari:
 $be < \frac{1}{12} Lb$ (3.5)
 $be < bw + 6t$ (3.6)



Gambar 3.2 Balok Interior



Gambar 3.3 Balok Eksterior

- c. Menghitung αm yang didapatkan dari pers.3.7

$$\alpha m = \frac{\sum \alpha n}{n} \quad (3.7)$$

Keterangan :

αm = Nilai rata-rata α yang menjepit pelat tersebut.

α = Rasio kekakuan balok terhadap pelat yang ditentukan dengan pers. 3.8

$$\alpha = \frac{Ecb.Ib}{Ecp.Ip} \quad (3.8)$$

Ecb = Ecp = Elastisitas beton.

Ip = Momen inersia pelat (mm^4)

I_b = Momen inersia balok (mm^4)

Bila $\alpha m \leq 0,2$, maka tebal pelat adalah 125 mm, namun bila $0,2 \leq \alpha m \leq 2$, tebal pelat ditentukan dengan pers. 3.9

$$h = \frac{\ln(0,8 + \frac{f_y}{1400})}{36 + 5\beta(\alpha m - 0,2)} \leq 125\text{mm} \quad (3.9)$$

Keterangan :

l_n = Bentang bersih arah memanjang panel pelat (mm).

h = Tebal pelat (mm).

β = Rasio bentang bersih arah memanjang terhadap arah memendek pelat.

f_y = Tegangan leleh baja (Mpa).

Bila $\alpha m \geq 2$, maka tebal pelat ditentukan dengan pers.

3.10

$$h = \frac{\ln(0,8 + \frac{f_y}{1400})}{36 + 9\beta} \leq 90\text{mm} \quad (3.10)$$

Keterangan :

l_n = Bentang bersih arah memanjang panel pelat (mm).

h = Tebal pelat (mm).

β = Rasio bentang bersih arah memanjang terhadap arah memendek pelat.

f_y = Tegangan leleh baja (Mpa).

3.2.3.3 Perencanaan Tangga

Dalam menentukan dimensi awal tangga dapat dilakukan dengan mengikuti langkah-langkah berikut :

- Menentukan data perencanaan meliputi elevasi tangga, lantai, dan pelat bordes
- Merencanakan lebar anak tangga (i) dan tinggi anak tangga (t)
- Menghitung jumlah tanjakan dan injakan
- Kontrol batasan α , yaitu $25^\circ \leq \alpha \leq 40^\circ$

- e. Menentukan tebal efektif pelat dan bordes tangga berdasarkan tabel berikut:

Tabel 3.1 Tebal Minimum Balok Non-Prategang atau Pelat Satu Arah Bila Lendutan Tidak Dihitung

Tebal Minimum				
Komponen Struktur	Tertumpu Sederhana	Satu Ujung Menerus	Kedua Ujung Menerus	Kantilever
	Komponen struktur tidak menumpu atau tidak dihubungkan dengan partisi atau konstruksi lainnya yang mungkin rusak oleh lendutan yang besar			
Pelat masif satu-arah	$l / 20$	$l / 24$	$l / 28$	$l / 10$
Balok atau pelat rusuk satu-arah	$l / 16$	$l / 18.5$	$l / 21$	$l / 8$

Sumber: SNI 2847:2013

Pada perencanaan tangga pada struktur menggunakan cor setempat dengan perletakan jepit-jepit (bebas), agar struktur tangga tidak mempengaruhi struktur utama terhadap beban gempa. Perencanaan tangga dibedakan menjadi perencanaan tangga darurat dan tangga putar. Pada perencanaan struktur tangga ini lebar injakan harus memenuhi persyaratan pada pers. 3.11

$$2.t + i = 64 - 67 \text{ cm} \quad (3.11)$$

Keterangan :

t = tinggi injakan (15 – 20 cm)

i = lebar injakan (26 – 30 cm)

3.2.3.4 Perencanaan Kolom

Dalam menentukan dimensi awal kolom dapat dilakukan dengan mengikuti langkah-langkah berikut :

- a. Kolom yang akan dianalisis dipilih berdasarkan yang memikul beban terbesar lalu menentukan data desain yang meliputi :
 - Tebal pelat yang menumpu kolom yang akan dianalisis.
 - Dimensi balok yang menumpu kolom yang akan dianalisis.
 - Mutu Beton yang digunakan ($f'c$).
- b. Mendefinisikan beban-beban yang akan menumpu pada kolom sesuai dengan SNI 1727-2012.
- c. Menghitung A_{perlu} dengan menggunakan pers. 3.12

$$A = \frac{3w}{\emptyset f'c} \quad (3.12)$$

Keterangan :

A = Luas kolom yang dibutuhkan (mm^2)

w = Total beban yang menumpu kolom

\emptyset = Faktor reduksi = 0.65

Cek dimensi kolom dengan $h = b$ lebih besar dari 300 mm serta rasio b dan h lebih kecil dari 0.4

3.2.4 Perhitungan Struktur Sekunder

Desain struktur sekunder dilakukan dengan cara mengambil output gaya-gaya dalam dari hasil proses analisis struktur sekunder. Gaya-gaya dalam tersebut menjadi acuan untuk desain dalam struktur sekunder. Beberapa elemen struktur sekunder yang akan di rencanakan antara lain :

3.2.4.1 Pelat Lantai

Langkah – langkah dalam penulangan pelat lantai adalah sebagai berikut :

- a. Diberikan data - data meliputi dimensi pelat dan properti material.
- b. Menentukan pembebanan yang diterima oleh pelat lantai.

c. Merencanakan penulangan pelat

$$\beta = \frac{Ln}{Sn} < 2 \quad (3.13)$$

Keterangan :

Ln = Panjang pelat bersih

Sn = Lebar pelat bersih

$\beta < 2$ = Pelat dua arah

$\beta < 2$ = Pelat satu arah

Sesuai dengan SNI 2847-2013 Pasal 13.6.1.6 untuk panel dengan balok di antara tumpuan pada semua sisinya, persamaan berikut harus dipenuhi untuk balok dalam dua arah tegak lurus.

$$0.2 \leq \frac{\alpha_{f1} l_2^2}{\alpha_{f2} l_1^2} \leq 5.0 \quad (3.14)$$

Dimana α_{f1} dan α_{f2} dihitung dengan Persamaan 3.14.

Menghitung momen statis terfaktor total sesuai dengan SNI 2847:2013 Pasal 13.6.2.2

$$Mo = \frac{qu \cdot l_2 \cdot l_n^2}{8} \quad (3.15)$$

Momen terfaktor negatif dan positif sesuai dengan SNI 2847:2013 Pasal 13.6.3

Momen terfaktor pada lajur kolom sesuai dengan SNI 2847:2013 Pasal 13.6.4

Lajur kolom harus diproporsikan menahan bagian berikut dalam persen momen terfaktor negatif interior

Tabel 3.2 Proporsi lajur kolom dalam persen momen terfaktor negatif interior

l_2/l_1	0.5	1	2
$(a_1 l_2 / l_1) = 0$	75	75	75
$(a_1 l_2 / l_1) \geq 1$	90	75	45

Sumber: SNI 2847:2013

Lajur kolom harus diproporsikan untuk menahan bagian berikut dalam persen momen terfaktor negatif eksterior

Tabel 3.3 Proporsi lajur kolom dalam persen momen terfaktor negatif eksterior

l_2/l_1		0.5	1	2
$(a_1l_2/l_1) = 0$	$\beta_t = 0$	100	100	100
	$\beta_t \geq 2.5$	75	75	75
$(a_1l_2/l_1) \geq 1$	$\beta_t = 0$	100	100	100
	$\beta_t \geq 2.5$	90	75	45

Sumber: SNI 2847:2013

$$\beta_1 = \frac{E_{cb} \cdot C}{2E_{cs} \cdot I_s} \quad (3.16)$$

$$C = \sum \left(-0.63 \frac{x}{y} \right) \frac{x^3 \cdot y}{3} \quad (3.17)$$

Meninjau arah X dan arah Y pada tiap jalur kolom dan jalur tengah

$$Jd = 0.9 d \quad (3.18)$$

$$Mn = T_x Jd = A_s f_y Jd \quad (3.19)$$

$$A_s = \frac{Mn}{f_y \times Jd} \quad (3.20)$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} \quad (3.21)$$

Menghitung A_s sebenarnya

$$A_s = \frac{Mn}{f_y \times \left(d - \frac{a}{2} \right)} \quad (3.22)$$

Cek tulangan kolom, $\rho_{aktual} > \rho_{min}$

$$\rho_{aktual} = \frac{A_s}{b \cdot d} \quad (3.23)$$

$$\rho_{min} = \frac{0.25 \sqrt{f'c}}{f_y} \quad (3.24)$$

$$n = \frac{A_s}{1/4 \cdot \pi \cdot d^2} \quad (3.25)$$

Jarak tulangan

$$S_{max} \leq 2h \quad (3.26)$$

d. Cek regangan

$$c = \frac{a}{\beta_1} \quad (3.27)$$

$$\varepsilon_t = 0,003 \times \frac{d - c}{c} > 0.005 = \text{terkendali tarik} \quad (3.28)$$

$$\varepsilon_t = 0,003 \times \frac{d - c}{c} < 0.005 = \text{terkendali tekan} \quad (3.29)$$

3.2.4.2 Balok Anak

Langkah-langkah dalam penulangan balok anak adalah sebagai berikut :

- Diberikan data-data meliputi dimensi balok dan properti material
- Menentukan pembebanan yang diterima oleh balok anak.
- Menganalisis struktur secara manual sehingga didapatkan gaya-gaya dalam yang dibutuhkan dalam desain. Menghitung momen sesuai dengan SNI 2847-2013 Pasal 8.3.3

$$\text{Momen Tumpuan} = \frac{w_u \cdot l^2}{24} \quad (3.30)$$

$$\text{Momen Lapangan} = \frac{wu \cdot l^2}{14} \quad (3.31)$$

- d. Menghitung rasio tulangan
Sesuai dengan SNI 2847-2013 Pasal 21.5.2.1

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} \quad (3.32)$$

$$\rho_{\min} = \frac{0.25\sqrt{f'c}}{f_y} \quad (3.33)$$

$$\rho_{\max} = 0.025 \quad (3.34)$$

$$R_n = \frac{Mu}{\phi b \cdot d^2} \quad (3.35)$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'c} \quad (3.36)$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} x \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n \cdot m}{f_y}} \right) \quad (3.37)$$

$$\begin{aligned} \text{Cek } \rho_{\min} < \rho_{\text{perlu}} < \rho_{\max} \\ As_{\text{perlu}} &= \rho \times b \times d \end{aligned} \quad (3.38)$$

$$As_{\text{tulangan}} = \frac{1}{4} \pi \cdot d^2 \quad (3.39)$$

$$\text{Jumlah tulangan} = \frac{As_{\text{perlu}}}{As_{\text{tulangan}}} \quad (3.40)$$

- e. Menghitung kapasitas momen nominal (Mn)

$$a = \frac{As \cdot f_y}{0.85 \cdot f'c \cdot b} \quad (3.41)$$

$$Mn = As \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (3.42)$$

Cek $\phi Mn > Mu$

f. Hitung kapasitas geser

1) Penulangan geser tumpuan

Untuk pemasangan tulangan geser di daerah sendi plastis (sepanjang $2h$ dari muka kolom)

a) Menghitung momen ujung di tiap-tiap tumpuan

$$a = \frac{As \times fy}{0,85 \times fc' \times be} \quad (3.43)$$

$$M_{pr} = As \times (1,25 \times fy) \times (d - \frac{a}{2}) \quad (3.44)$$

b) Menghitung Gaya geser total

$$Ve = \frac{M_{pr+} + M_{pr-}}{Ln} \quad (3.45)$$

Beton diasumsikan tidak menahan gaya geser, sehingga

$$Vc = 0$$

$$Vn = Ve \text{ maks}$$

c) Merencanakan tulangan geser

$$Vs = \frac{Vn}{\phi} \quad (3.46)$$

$$Vsmaks = \frac{2}{3} \cdot bw \cdot d \cdot \sqrt{fc} \quad (3.47)$$

Cek $Vs < Vs \text{ maks}$

$$Av = \text{Jumlah kaki} \times \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \quad (3.48)$$

$$S = \frac{Av \times fy \times d}{Vs} \quad (3.49)$$

Dalam SNI 2847-2013 Pasal 21.5.3.2, spasi sengkang tidak boleh melebihi yang terkecil dari

$$s < d / 4$$

$$s < 6 \text{ kali diameter tulangan longitudinal}$$

$$s < 150 \text{ mm}$$

2) Penulangan geser lapangan

Untuk pemasangan tulangan geser di luar sendi plastis (di luar 2h)

$$Vu \text{ lapangan} = Vn - (2 \times h) \quad (3.50)$$

$$\phi Vs \text{ min} = 0.75 \times 1/3 \times b_w \times d \quad (3.51)$$

$$\phi Vc = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f'c} \times b_w \times d \quad (3.52)$$

Cek kondisi,

$$Vu \leq 0.5\phi Vc \quad (3.53)$$

$$0.5\phi Vc \leq Vu \leq \phi Vc \quad (3.54)$$

$$\phi Vc \leq Vu \leq \phi(Vc + Vs_{min}) \quad (3.55)$$

$$Av = \text{Jumlah kaki} \times \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \quad (3.56)$$

$$Av \text{ min} = \frac{b \times s}{3 \times f_y} \quad (3.57)$$

Syarat spasi sengkang maksimum,

$$S_{maks} \leq d/2 \quad (3.58)$$

g. Kontrol lendutan

h. Kontrol terhadap retak

3.2.4.3 Tangga

Langkah-langkah dalam penulangan tangga adalah sebagai berikut :

- a. Diberikan data - data meliputi dimensi tangga dan properti material.
- b. Menentukan pembebanan yang diterima oleh tangga.
- c. Menganalisis struktur secara manual sehingga didapatkan gaya-gaya dalam yang dibutuhkan dalam desain.
- d. Merencanakan tulangan pelat tangga.

Lengan Momen

$$Jd = 0.9 \cdot d \quad (3.59)$$

$$As = \frac{Mn}{fy \cdot Jd} \quad (3.60)$$

$$a = \frac{As \cdot fy}{0.85 \cdot fy \cdot b} \quad (3.61)$$

$$As = \frac{Mn}{fy \cdot (d - \frac{a}{2})} \quad (3.62)$$

Cek tulangan minimum

$$\rho_{aktual} = \frac{a}{d} \quad (3.63)$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{fy} \quad (3.64)$$

$$\rho_{min} = \frac{0.25\sqrt{f'c}}{fy} \quad (3.65)$$

Cek regangan

$$c = \frac{a}{\beta_1} \quad (3.66)$$

$$\varepsilon_i = 0,003 \left(\frac{d - c}{c} \right) > 0.005 = \text{terkontrol tarik} \quad (3.67)$$

3.2.5 Pembebanan Struktur

Dalam perencanaan struktur harus memperhitungkan pengaruh-pengaruh aksi sebagai akibat dari beban-beban berikut ini sesuai dengan PPIUG 1983 dan SNI 1727-2013.

3.2.5.1 Beban Mati (*D*)

Beban mati adalah berat dari semua bagian dari suatu gedung yang bersifat tetap, termasuk segala unsur tambahan, penyelesaian-penyelesaian, mesin-mesin serta peralatan tetap yang merupakan bagian yang tak terpisahkan dari gedung itu. Tahapan pembebanan dalam mendesain struktur gedung ini dimaksudkan untuk mendefinisikan nilai beban-beban yang akan dipikul oleh struktur berdasarkan pada SNI 1727-2013. Besarnya nilai tersebut dapat dilihat pada Tabel 3.4.

Tabel 3.4 : Berat Sendiri Bahan Bangunan dari komponen gedung

Bahan Bangunan	Berat Sendiri	Satuan
Beton	24	kN/m ³
Spesi	0.21	kN/m ²
Tegel	0.24	kN/m ²
Dinding	2.5	kN/m ²
Plafond	0.11	kN/m ²
Penggantung	0.07	kN/m ²
Plumbing	0.1	kN/m ²
Sanitasi	0.2	kN/m ²
Aspal	0.14	kN/m ²

(Sumber : PPIUG 1983)

3.2.5.2 Beban Hidup (L)

Beban hidup adalah semua beban yang terjadi akibat penghunian atau penggunaan suatu gedung, dan di dalamnya termasuk beban-beban pada lantai yang berasal dari barang-barang yang dapat berpindah, mesin-mesin serta peralatan yang tidak merupakan bagian yang tak terpisahkan dari gedung dan dapat diganti selama masa hidup dari gedung itu, sehingga mengakibatkan perubahan dalam pembebanan lantai dan atap tersebut. Khusus pada atap, beban hidup dapat termasuk beban yang berasal dari air hujan, baik akibat genangan maupun akibat tekanan jatuh (*energy kinetic*) butiran air.

Berdasarkan SNI 1727-2013 Tabel 4-1, beban hidup gedung apartemen (hunian) harus diambil paling sedikit sebesar 1.92 kN/m^2 . Sedangkan untuk beban hidup pada atap harus diambil paling sedikit sebesar 0.96 kN/m^2 .

a. Beban Hidup Reduksi Pelat Lantai

Berdasarkan SNI 1727-2013 Pasal 4.7 semua beban hidup merata pada lantai dapat direduksi dengan menggunakan Pers. 3.79 kecuali untuk beban hidup merata pada atap.

$$L = L_o \left(0.25 + \frac{4.57}{\sqrt{K_{LL} A_T}} \right) \quad (3.68)$$

Keterangan :

L = Beban hidup rencana tereduksi per m^2 dari luasan yang didukung oleh komponen struktur.

L_o = Beban hidup rencana tanpa reduksi dari luasan yang didukung oleh komponen struktur (SNI 1727-2013 Tabel 4-1)

K_{LL} = Faktor elemen beban hidup (SNI 1727-2013 Tabel 4-2)

A_T = Luas tributary (m^2)

L tidak boleh kurang dari $0,5L_o$ untuk komponen struktur yang mendukung satu lantai dan L tidak boleh

kurang dari $0,4L_0$ untuk komponen struktur yang mendukung dua lantai atau lebih.

b. Beban Hidup Reduksi Pelat Lantai Atap

Atap biasa, dan lengkung diijinkan untuk dirancang dengan beban hidup atap yang direduksi, sebagaimana ditentukan dalam Pers. 3.20

$$L_r = L_0 R_1 R_2 \text{ dengan } 0.58 \leq L_r \leq 0.96 \quad (3.69)$$

Keterangan :

L_r = Beban hidup atap tereduksi per m^2 dari proyeksi horizontal dalam (kN/m^2).

Faktor reduksi R_1 dan R_2 harus ditentukan sebagai berikut:

$$\begin{aligned} R_1 &= 1 && \text{Untuk } A_T \leq 18.58 \, m^2 \\ &= 1.2 - 0.011A_T && \text{Untuk } 18.58 \, m^2 < A_T < 55.74 \, m^2 \\ &= 0.6 && \text{Untuk } A_T > 55.74 \, m^2 \end{aligned}$$

Keterangan :

A_T = Luas tributary dalam m^2 yang didukung oleh setiap komponen struktur

$$\begin{aligned} R_2 &= 1 && \text{Untuk } F \leq 4 \\ &= 1.2 - 0.05F && \text{Untuk } 4 < F < 12 \\ &= 0.6 && \text{Untuk } F \geq 12 \end{aligned}$$

Dimana, untuk atap pelana, F = Jumlah peninggian dalam *inch per foot* (dalam SI : $F = 0.12 \times \text{kemiringan (slope)}$), dengan kemiringan dinyatakan dalam persentase).

3.2.5.3 Beban Angin (W)

Beban angin adalah semua beban yang bekerja pada gedung atau bagian gedung yang disebabkan oleh selisih dalam tekanan udara. Bangunan gedung dan struktur lain, termasuk Sistem Penahan Beban Angin Utama (SPBAU) dan seluruh komponen dan klading gedung, harus dirancang dan dilaksanakan untuk menahan beban angin seperti yang ditetapkan dalam SNI 1727-2013 Pasal 26 sampai Pasal 31.

Menurut SNI 1727-2013 Pasal 26.1.2.1(1) untuk bangunan gedung seluruh ketinggian menggunakan prosedur pengarah yang diatur dalam SNI 1727-2013 Pasal 27.

- 1) Menentukan kategori risiko bangunan gedung.
Kategori risiko bangunan gedung ditentukan berdasarkan SNI 1727-2013 Pasal 1.5
- 2) Menentukan kecepatan angin dasar (V)
Menurut SNI 1727-2013 Pasal 26.5.1 kecepatan angin dasar (V), yang digunakan dalam menentukan beban angin desain di bangunan gedung dan struktur lain harus ditentukan dari instansi yang berwenang, sesuai dengan kategori risiko bangunan gedung dan struktur.
- 3) Menentukan parameter beban angin
 - a) Faktor arah angin, K_d
Faktor arah angin, K_d , ditentukan berdasarkan SNI 1727-2013 Pasal 26.6.
 - b) Kategori eksposur
Kategori Eksposur ditentukan berdasarkan SNI 1727-2013 Pasal 26.7
 - c) Faktor topografi, K_{zt}
Faktor topografi, K_{zt} , ditentukan berdasarkan SNI 1727-2013 Pasal 26.8
 - d) Faktor efek tiupan angin, G
Faktor tiupan angin ditentukan berdasarkan SNI 1727-2013 Pasal 26.9
 - e) Klasifikasi ketertutupan
Klasifikasi ketertutupan ditentukan berdasarkan SNI 1727-2013 Pasal 26.10
 - f) Koefisien tekanan internal, (GC_{pi})
Koefisien tekanan internal, GC_{pi} , ditentukan berdasarkan SNI 1727-2013 Pasal 26.11
- 4) Menentukan koefisien eksposur tekanan velositas, K_z atau K_h

Koefisien eksposur tekanan velositas, K_z atau K_h , ditentukan berdasarkan SNI 1727-2013 Pasal 27.3

- 5) Menentukan tekanan velositas q , atau q_h
Tekanan velositas q , atau q_h , ditentukan berdasarkan SNI 1727-2013 Pasal 27.3.2
- 6) Menentukan koefisien tekanan eksternal, C_p atau C_N
Koefisien tekanan eksternal, C_p atau C_N , ditentukan berdasarkan SNI 1727-2013 Pasal 27.4
- 7) Menghitung tekanan angin, ρ , pada setiap permukaan bangunan gedung
Tekanan angin, ρ , ditentukan berdasarkan SNI 1727-2013 Pasal 27.4

3.2.5.4 Beban Gempa (E)

Perhitungan beban gempa dilakukan dengan analisa respons spectrum. Respons spectrum adalah suatu diagram hubungan antara percepatan respons maksimum suatu sistem satu derajat kebebasan (SDK) akibat gempa tertentu, sebagai fungsi dari faktor redaman dan waktu getar alami.

Menentukan beban gempa dapat ditinjau dari beberapa faktor yaitu, untuk bangunan gedung yang memiliki tinggi lebih dari 40 meter atau 10 lantai maka termasuk kategori gedung tidak beraturan dimana analisis beban gempa harus dilakukan berdasarkan respon dinamik terhadap pembebanan gempa nominal akibat pengaruh gempa rencana, yang dapat dilakukan dengan metoda analisis respon spektrum sebagaimana yang ditentukan pada SNI 1726-2012.

Langkah-langkah dalam menentukan beban gempa yang terjadi pada bangunan tersebut, antara lain sebagai berikut :

- a. Menentukan data desain meliputi denah struktur, potongan memanjang struktur, dan potongan melintang struktur.

- b. Menentukan parameter respons spectral percepatan gempa MCE_R pada periode pendek, redaman 5% (S_s) dan parameter respons spectral percepatan gempa MCE_R pada periode 1 detik, redaman 5% (S_1).

Setelah menghitung parameter respons spectral percepatan gempa, grafik respon spektrum dapat dibuat dengan ketentuan di bawah ini berdasarkan SNI 03-1726-2012 pasal 6.4 :

$$1) \text{ Untuk } T < T_0 : S_a = S_{DS} (0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0}) \quad (3.70)$$

$$2) \text{ Untuk } T_0 < T < T_s : S_a = S_{DS} \quad (3.71)$$

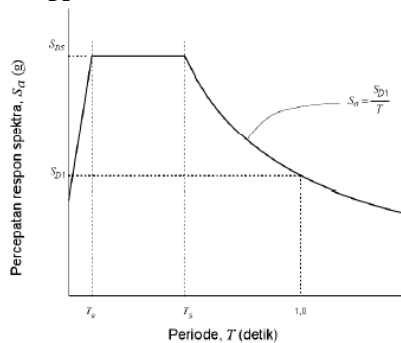
$$3) \text{ Untuk } T > T_s : S_a = \frac{S_{D1}}{T} \quad (3.72)$$

Keterangan :

T = periode getar fundamental struktur.

$$T_0 = 0,2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (3.73)$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (3.74)$$

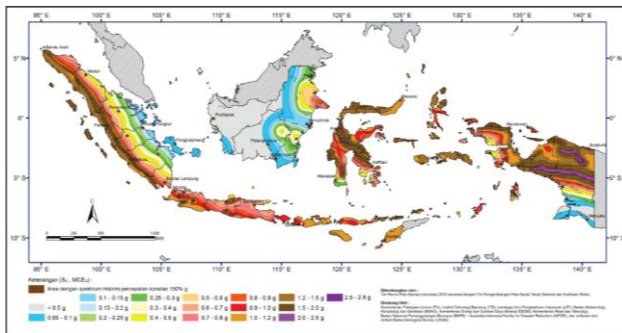


Gambar 3.4 Spektrum Respons Desain
(Sumber : SNI 1726-2012 Gambar 6.4.1)

- c. Menentukan Klasifikasi Situs
Berdasarkan SNI 1726-2012 Pasal 5.1, penentuan klasifikasi situs dilakukan dengan menentukan tahanan

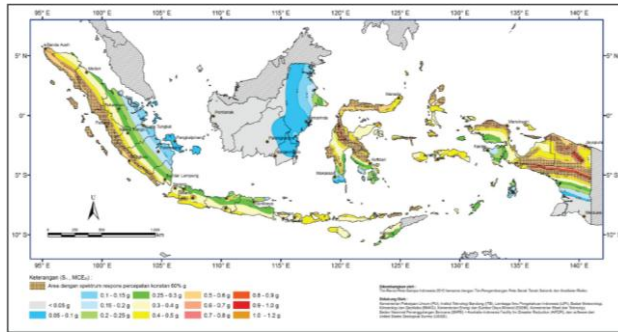
penetrasi rata-rata (\bar{N}). Dalam perumusan kriteria desain seismik suatu bangunan di permukaan tanah atau penentuan amplifikasi besaran percepatan gempa puncak dari batuan dasar ke permukaan tanah untuk suatu situs, maka situs tersebut harus diklasifikasikan terlebih dahulu. Hal ini diatur dalam SNI 1726-2012 Pasal 5.3.

- d. Menentukan parameter percepatan tanah (S_s, S_I) (SNI 1726-2012 Pasal 14)



Sumber: SNI 1726-2012

Gambar 3.5 Peta untuk S_s (Parameter Respons Spektral Percepatan Gempa Maksimum yang Dipertimbangkan Risiko Tertarget, dengan Periode Ulang Gempa 2500 th)



Sumber: SNI 1726-2012

Gambar 3.6 Peta untuk S_1 (Parameter Respons Spektral Percepatan Gempa Maksimum yang Dipertimbangkan Risiko Tertarget, dengan Periode Ulang Gempa 2500 th)

- e. Menentukan faktor Koefisien Situs (F_a , F_v).
Berdasarkan SNI 1726-2012 Pasal 6.2 koefisien situs F_a dan F_v ditentukan berdasarkan tabel 4 dan tabel 5.

Tabel 3.5 : Koefisien Situs, F_a

Kelas Situs	Parameter Respons Spektral Percepatan Gempa (MCE_R) terpetakan pada perioda pendek, $T=0.2$ detik, S_S				
	$S_S \leq 0.25$	$S_S = 0.5$	$S_S = 0.75$	$S_S = 1.0$	$S_S \geq 1.25$
SA	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
SB	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
SC	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
SD	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
SE	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
SF	SS ^b				

Sumber: SNI 1726-2012

Catatan: Untuk nilai-nilai antara S_S dapat dilakukan interpolasi linier

Tabel 3.6 : Koefisien Situs, F_v

Kelas Situs	Parameter Respons Spektral Percepatan Gempa (MCE_R) terpetakan pada periode 1 detik, S_I				
	$S_S \leq 0.1$	$S_S = 0.2$	$S_S = 0.3$	$S_S = 0.4$	$S_S \geq 0.5$
SA	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
SB	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
SC	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
SD	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
SE	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
SF	SS ^b				

Sumber: SNI 1726-2012

Catatan: Untuk nilai-nilai antara S_S dapat dilakukan interpolasi linier

- f. Menghitung S_{MS} dan S_{M1} .

Berdasarkan SNI 1726-2012 Pasal 6.2 untuk menentukan parameter spektrum respons percepatan pada periode pendek (S_{MS}) dan periode 1 detik (S_{M1}) yang disesuaikan dengan pengaruh klasifikasi situs, harus ditentukan dengan pers. 3.27 dan pers. 3.28.

$$S_{MS} = F_a \cdot S_s \quad (3.75)$$

$$S_{M1} = F_v \cdot S_1 \quad (3.76)$$

Setelah menghitung parameter spektrum respons, dapat dilakukan perhitungan parameter percepatan spektral desain untuk periode pendek (S_{DS}) dan pada periode 1 detik (S_{D1}) ditentukan dengan pers. 3.29 dan pers. 3.30.

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \quad (3.77)$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} \quad (3.78)$$

- g. Menentukan faktor keutamaan dan kategori resiko bangunan gedung
- 1) Kategori resiko bangunan

Berdasarkan SNI 1728-2013 Pasal 4.1.2, gedung yang dimodifikasi ini sesuai dengan tabel 1 kategori resiko bangunan, maka termasuk pada kategori resiko bangunan II.

2) Faktor keutamaan

Pada faktor keutamaan sesuai dengan kategori resiko bangunan yang didapatkan adalah II, $I_e = 1,0$

Tabel 3.7 Faktor Keutamaan Gempa

Kategori Risiko	Faktor Keutamaan Gempa, I_e
I atau II	1.00
III	1.25
IV	1.50

Sumber: SNI 1726-2012

- h. Memilih faktor koefisien modifikasi respons (R), Faktor pembesaran defleksi (C_d) dan Faktor kuat lebih sistem (Ω_0) untuk sistem penahan gaya gempa (SNI 1726-2012 Pasal 7.2.2)

Tabel 3.8 Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada periode pendek

Nilai S_{DS}	Kategori Risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{DS} < 0.167$	A	A
$0.167 \leq S_{DS} < 0.33$	B	C
$0.33 \leq S_{DS} < 0.50$	C	D
$0.50 \leq S_{DS}$	D	D

Sumber: SNI 1726-2012

Tabel 3.9 : Kategori desain seismik berdasarkan parameter
respons percepatan pada periode 1 detik

Nilai S_{DI}	Kategori Risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{DI} < 0.167$	A	A
$0.067 \leq S_{DI} < 0.133$	B	C
$0.133 \leq S_{DI} < 0.20$	C	D
$0.20 \leq S_{DI}$	D	

Sumber: SNI 1726-2012

Sistem penahan gaya gempa lateral dan vertikal dasar harus memenuhi salah satu tipe yang ditunjukkan dalam SNI 1726-2012 Pasal 7.2. Dalam hal ini, digunakan sistem ganda dengan rangka pemikul momen khusus yang mampu menahan paling sedikit 25 persen gaya gempa yang ditetapkan dengan dinding geser beton bertulang khusus.

Tabel 3.10 Faktor R, Cd dan Ω_0 Untuk sistem penahan gaya gempa

Sistem penahan-gaya seismik	Koefisien modifikasi respons, R^a	Faktor kuat-lebih sistem, Ω_0^g	Faktor pembesaran defleksi, C_d^b	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur, h_n (m) ^c					
				Kategori desain seismik					
				B	C	D ^d	E ^d	F ^e	
24.Dinding rangka ringan dengan panel geser dari semua material lainnya	2%	2%	2%	TB	TB	10	TB	TB	
25.Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	8	2%	5	TB	TB	48	48	30	
26.Dinding geser pelat baja khusus	7	2	6	TB	TB	48	48	30	
C. Sistem rangka pemikul momen									
1. Rangka baja pemikul momen khusus	8	3	5%	TB	TB	TB	TB	TB	
2. Rangka batang baja pemikul momen khusus	7	3	5%	TB	TB	48	30	TI	
3. Rangka baja pemikul momen menengah	4%	3	4	TB	TB	10 ^{h,j}	TI ^h	TI ⁱ	
4. Rangka baja pemikul momen biasa	3%	3	3	TB	TB	TI ^h	TI ^h	TI ⁱ	
5. Rangka beton bertulang pemikul momen khusus	8	3	5%	TB	TB	TB	TB	TB	
6. Rangka beton bertulang pemikul momen menengah	5	3	4%	TB	TB	TI	TI	TI	
7. Rangka beton bertulang pemikul momen biasa	3	3	2%	TB	TI	TI	TI	TI	
8. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen khusus	8	3	5%	TB	TB	TB	TB	TB	
9. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen menengah	5	3	4%	TB	TB	TI	TI	TI	
10. Rangka baja dan beton komposit terkekang parsial pemikul momen	6	3	5%	48	48	30	TI	TI	
11. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen biasa	3	3	2%	TB	TI	TI	TI	TI	
12. Rangka baja canal dingin pemikul momen khusus dengan pembautan	3%	3 ^g	3%	10	10	10	10	10	
D. Sistem ganda dengan rangka pemikul momen khusus yang mampu menahan paling sedikit 25 persen gaya gempa yang ditetapkan									
1. Rangka baja dengan bresing eksentris	8	2%	4	TB	TB	TB	TB	TB	
2. Rangka baja dengan bresing konsentris khusus	7	2%	5%	TB	TB	TB	TB	TB	
3. Dinding geser beton bertulang khusus	7	2%	5%	TB	TB	TB	TB	TB	
4. Dinding geser beton bertulang biasa	6	2%	5	TB	TB	TI	TI	TI	
5. Rangka baja dan beton komposit dengan bresing eksentris	8	2%	4	TB	TB	TB	TB	TB	
6. Rangka baja dan beton komposit dengan bresing konsentris khusus	6	2%	5	TB	TB	TB	TB	TB	
7. Dinding geser pelat baja dan beton komposit	7%	2%	6	TB	TB	TB	TB	TB	
8. Dinding geser baja dan beton komposit khusus	7	2%	6	TB	TB	TB	TB	TB	
9. Dinding geser baja dan beton komposit biasa	6	2%	5	TB	TB	TI	TI	TI	
10. Dinding geser batu bata bertulang khusus	5%	3	5	TB	TB	TB	TB	TB	
11. Dinding geser batu bata bertulang menengah	4	3	3%	TB	TB	TI	TI	TI	
12. Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	8	2%	5	TB	TB	TB	TB	TB	

i. Prosedur gaya lateral ekivalen.

1) Geser Dasar Seismik

Geser dasar seismik, V , dalam arah yang ditetapkan harus ditentukan sesuai dengan persamaan yang tercantum dalam SNI 1726:2012 Pasal 7.8.1.

$$V = C_S W \quad (3.79)$$

Keterangan:

C_S = Koefisien respons seismik

W = Berat seismik efektif

Koefisien respons seismik, C_S , harus ditentukan sesuai dengan persamaan berikut:

$$C_S = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (3.80)$$

Keterangan:

S_{DS} = Parameter percepatan spektrum respons desain dalam rentang perioda pendek

R = Faktor modifikasi respons dalam Tabel 2.11

I_e = Faktor keutamaan gempa

Nilai C_S yang dihitung sesuai dengan Pers. 2.25 tidak perlu melebihi nilai berikut:

$$C_S = \frac{S_{D1}}{T\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (3.81)$$

Nilai C_S harus tidak kurang dari nilai berikut:

$$C_S = 0.044 S_{DS} I_e \geq 0.01 \quad (3.82)$$

Sebagai tambahan, untuk struktur yang berlokasi di mana S_I sama dengan atau lebih besar dari 0.6g, maka C_S harus tidak kurang dari:

$$C_S = \frac{0.5 S_1}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (3.83)$$

Keterangan:

S_{D1} = Parameter percepatan spektrum respons desain pada perioda sebesar 1 detik

R = Faktor modifikasi respons dalam Tabel 2.11

I_e = Faktor keutamaan gempa

T = Periode fundamental struktur (detik)

S_I = Parameter respons spektral percepatan MCE_R terpetakan untuk periode 1 detik

2) Penentuan Periode

Periode fundamental struktur, T , dalam arah yang ditinjau harus diperoleh menggunakan properti struktur dan karakteristik deformasi elemen penahan dalam analisis yang teruji. Hal ini diatur dalam SNI 1726:2012 Pasal 7.8.2.

Periode fundamental struktur, T , tidak boleh melebihi hasil koefisien untuk batasan atas pada periode yang dihitung (C_u) dari Tabel 2.12 dan periode fundamental pendekatan, T_a . Sebagai alternatif pada pelaksanaan analisis untuk menentukan periode fundamental struktur, T , diijinkan secara langsung menggunakan periode bangunan pendekatan, T_a .

Periode fundamental pendekatan (T_a), dalam detik, harus ditentukan dari persamaan berikut:

$$T_a = C_T h_n^x (3.84)$$

Dimana h_n adalah ketinggian struktur (m), di atas dasar sampai tingkat tertinggi struktur, dan koefisien C_T dan x ditentukan.

Tabel 3.11 Koefisien untuk Batas Atas pada Periode yang Dihitung

Parameter percepatan respons spektral desain pada 1 detik, S_{DI}	Koefisien C_U
≥ 0.4	1.4
0.3	1.4
0.2	1.5
0.15	1.6
≤ 0.1	1.7

Sumber: SNI 1726:2013

Tabel 3.12 Nilai Parameter Periode Pendekatan C_t dan x

Tipe Struktur	C_t	X
Sistem rangka pemikul momen dimana rangka memikul 100 persen gaya gempa yang disyaratkan dan tidak dilingkupi atau dihubungkan dengan komponen yang lebih kaku dan akan mencegah rangka dari defleksi jika dikenai gaya gempa:		
Rangka baja pemikul momen	0.0724 ^a	0.8
Rangka beton pemikul momen	0.0466 ^a	0.9
Rangka baja dengan bresing eksentris	0.0731 ^a	0.75
Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	0.0731 ^a	0.75
Semua sistem struktur lainnya	0.0488 ^a	0.75

Sumber: SNI 1726:2012

3.2.5.5 Kombinasi Pembebanan

Kombinasi pembebanan diambil berdasarkan SNI 2847-2013 yaitu :

- $U = 1.4D$
- $U = 1.2D + 1.6L + 0.5(Lr \text{ atau } R)$
- $U = 1.2D + 1.6(Lr \text{ atau } R) + (L \text{ atau } 0.5W)$
- $U = 1.2D + W + L + 0.5(Lr \text{ atau } R)$
- $U = 1.2D + E + L$
- $U = 0.9D + W$
- $U = 0.9D + E$

3.2.6 Analisis Struktur

Pada tahap ini, analisis struktur utama menggunakan program bantu *ETABS*. Karena struktur gedung ini termasuk kategori struktur bangunan tidak beraturan maka dalam analisisnya menggunakan pembebanan gempa *respons spectrum* yang diambil berdasarkan parameter *respons spectral* percepatan gempa kota Jakarta. Selanjutnya *output* dari program bantu *ETABS* akan digunakan untuk melakukan perencanaan dan kontrol komponen-komponen struktur.

3.2.7 Perhitungan Struktur Primer

Bila sudah melakukan analisis gaya dengan menggunakan program analisis struktur dilakukan perhitungan pendetailan dan kontrol desain. Pada kontrol desain dilakukan agar analisis hasil pendetailan struktur bangunan dapat memenuhi syarat keamanan dan sesuai batas-batas tertentu menurut peraturan. Kontrol Desain yang dilakukan adalah berupa pengecekan terhadap kontrol geser, kuat lentur, momen nominal, beban layan (*servicibility*) dan beban *ultimate*. Bila telah memenuhi, maka dapat diteruskan ke tahap penggambaran. Bila tidak memenuhi harus dilakukan *re-design*.

3.2.7.1 Balok Induk

Dalam merencanakan balok induk yang mampu memikul beban yang ada dapat dilakukan dengan mengikuti langkah-langkah berikut :

Langkah-langkah dalam penulangan balok induk adalah sebagai berikut :

- Diberikan data-data meliputi dimensi balok dan properti material
- Menentukan pembebanan yang akan dipikul oleh balok induk.
- Menganalisis struktur dengan menggunakan program bantu *ETABS* sehingga didapatkan gaya-gaya dalam yang dibutuhkan dalam desain.
- Menghitung rasio tulangan

Sesuai dengan SNI 2847-2013 Pasal 21.5.2.1

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} \quad (3.92)$$

$$\rho_{\min} = \frac{0.25\sqrt{f'c}}{f_y} \quad (3.84)$$

$$\rho_{\max} = 0.025 \quad (3.94)$$

$$R_n = \frac{Mu}{\phi b \cdot d^2} \quad (3.85)$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'c} \quad (3.86)$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} x \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n \cdot m}{f_y}} \right) \quad (3.87)$$

Cek $\rho_{\min} < \rho_{\text{perlu}} < \rho_{\max}$

$$A_s \text{ perlu} = \rho \times b \times d \quad (3.88)$$

$$As \text{ tulangan} = \frac{1}{4} \pi \cdot d^2 \quad (3.89)$$

$$Jumlah \text{ tulangan} = \frac{As_{perlu}}{As_{tulangan}} \quad (3.90)$$

- e. Menghitung kapasitas momen nominal (Mn)

$$a = \frac{As \cdot fy}{0,85 \cdot f'c \cdot b} \quad (3.91)$$

$$Mn = As \cdot fy \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) \quad (3.92)$$

Cek $\phi Mn > Mu$

- f. Hitung kapasitas geser

- 1) Penulangan geser tumpuan

Untuk pemasangan tulangan geser di daerah sendi plastis (sepanjang $2h$ dari muka kolom)

- a) Menghitung momen ujung di tiap-tiap tumpuan

$$a = \frac{As \times fy}{0,85 \times f'c \times be} \quad (3.93)$$

$$M_{Pr} = As \times (1,25 \times fy) \times \left(d - \frac{a}{2}\right) \quad (3.109)$$

- b) Menghitung gaya geser total

$$Ve = \frac{M_{pr+} + M_{pr-}}{Ln} \quad (3.110)$$

Beton diasumsikan tidak menahan gaya geser, sehingga

$$Vc = 0$$

$$Vn = Ve \text{ maks}$$

c) Merencanakan tulangan geser

$$V_s = \frac{V_n}{\phi} \quad (3.111)$$

$$V_{smaks} = \frac{2}{3} \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{f_c} \quad (3.112)$$

Cek $V_s < V_{s maks}$

$$A_v = \text{Jumlah kaki} \times \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \quad (3.113)$$

$$S = \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s} \quad (3.114)$$

Dalam SNI 2847-2013 Pasal 21.5.3.2, Spasi sengkang tidak boleh melebihi yang terkecil dari :

$s < d / 4$

$s < 6$ kali diameter tulangan longitudinal

$s < 150$ mm

2) Penulangan geser lapangan

Untuk pemasangan tulangan geser di luar sendi plastis (di luar 2h)

$$V_u \text{ lapangan} = V_n - (2 \times h) \quad (3.115)$$

$$\phi V_{s min} = 0.75 \times 1/3 \times b_w \times d \quad (3.116)$$

$$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d \quad (3.117)$$

Cek kondisi,

$$V_u \leq 0.5 \phi V_c \quad (3.118)$$

$$0.5 \phi V_c \leq V_u \leq \phi V_c \quad (3.119)$$

$$\phi V_c \leq V_u \leq \phi (V_c + V_{smin}) \quad (3.120)$$

$$A_v = \text{Jumlah kaki} \times \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \quad (3.121)$$

$$A_v \min = \frac{b \times s}{3 \times f_y} \quad (3.122)$$

Syarat spasi sengkang maksimum,
 $S_{maks} \leq d/2$ (3.123)

- g. Kontrol lendutan
- h. Kontrol terhadap retak

3.2.7.2 Kolom

Langkah-langkah dalam penulangan kolom adalah sebagai berikut :

- a. Diberikan data-data meliputi dimensi kolom dan properti material
- b. Menganalisis struktur dengan menggunakan program bantu *ETABS* sehingga didapatkan gaya-gaya dalam yang dibutuhkan dalam desain.
- c. Perencanaan tulangan memanjang kolom
 - 1) Kontrol rasio tulangan longitudinal kolom
 Menurut SNI 2847-2013 Pasal 21.6.3.1 luas tulangan memanjang, A_{st} , tidak boleh kurang dari $0.01A_g$ atau lebih dari $0.06A_g$
 - 2) Kontrol kapasitas beban aksial kolom atas dan bawah terhadap beban aksial terfaktor
 $\phi P_n (\max) = 0.8 \times \phi \times (0.85 \times f'_c \times (A_g - A_{st}) + (f_y \times A_{st}))$
 Cek, $\phi P_n (\max) > P_{\max}$
- d. Pemeriksaan persyaratan “*strong column weak beam*”
 Sesuai dengan SNI 2847-2013 Pasal 21.6.2.2 mensyaratkan bahwa

$$\Sigma M_{nc} \geq (1.2) \Sigma M_{nb} \quad (3.125)$$

Keterangan :

ΣM_{nc} = momen kapasitas kolom

ΣM_{nb} = momen kapasitas balok

Nilai ΣM_{nc} diperoleh dengan bantuan diagram interaksi kolom dengan program bantu *spColumn*.

e. Penentuan daerah plastis

Menurut SNI 2847-2013 Pasal 21.6.4.1 panjang l_o tidak boleh kurang dari yang terbesar dari

$$l_o \geq h \text{ kolom}$$

$$l_o \geq 1/6 \text{ bentang bersih kolom}$$

$$l_o \geq 450 \text{ mm}$$

dimana s tidak boleh lebih besar dari

$$s < 1/4 \text{ dimensi kolom minimum}$$

$$s < 6 \times \text{diameter tulangan longitudinal}$$

$$s < 100 + \frac{350 - h}{3}$$

f. Pengekangan kolom di daerah sendi plastis

Kebutuhan pengekangan di daerah sendi plastis ditentukan berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 21.6.4.4 luas penampang total tulangan sengkang persegi, A_{sh} , tidak boleh kurang dari

$$A_{sh} = 0.3 \frac{s \cdot b_c \cdot f'_c}{f_{yt}} \left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right] \quad (3.126)$$

$$A_{sh} = 0.09 \frac{s \cdot b_c \cdot f'_c}{f_{yt}} \quad (3.126)$$

Keterangan :

s = jarak tulangan transversal

b_c = dimensi potongan melintang dari inti kolom, diukur dari pusat ke pusat dari tulangan pengekan (mm)

A_g = luasan penampang kolom (mm)

A_{ch} = luasan penampang kolom diukur dari daerah terluar tulangan transversal (mm)

f_{yt} = kuat leleh tulangan transversal (Mpa)

- g. Kebutuhan tulangan geser

Gaya geser yang bekerja di sepanjang bentang kolom (V_u) ditentukan dari M_{pr}^+ dan M_{pr}^- balok yang menyatu dengan kolom tersebut

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b} \quad (3.127)$$

$$M_{pr} = A_s \cdot 1.25 f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) \quad (3.128)$$

$$V_u = \frac{M_{pr}^+ + M_{pr}^-}{l_n} \quad (3.129)$$

Besarnya V_u harus dibandingkan dengan V_c , yaitu gaya geser yang diperoleh dari M_{pr} kolom. M_{pr} kolom diperoleh dengan program bantu spColumn.

Karena dimensi dan penulangan kolom atas dan bawah sama, maka:

$$V_e = \frac{2 \cdot M_{pr}}{l_n} \quad (3.130)$$

Cek $V_e > V_u$

Sesuai dengan SNI 2847-2013 Pasal 21.6.5.2 nilai V_c diasumsikan 0, apabila

50% $V_e > V_u$

$$P_u < \frac{A_g f'_c}{10}$$

Apabila tidak memenuhi persyaratan di atas, maka $V_c \neq 0$.

Sesuai SNI 2847-2013 Pasal 11.2.1.2 untuk komponen struktur yang dikenai beban aksial berlaku

$$V_c = 0.17 \cdot \left(1 + \frac{N_u}{14A_g}\right) \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \quad (3.131)$$

Besarnya V_s dihitung berdasarkan tulangan *confinement* Ash terpasang

$$V_s = \frac{A_s \cdot f_y \cdot d}{s} \quad (3.132)$$

Cek, $\phi(V_c + V_s) > V_u$

Sesuai SNI 2847-2013 Pasal 21.6.4.5 sisa panjang kolom di luar sendi plastis (l_o) tetap harus dipasang tulangan transversal dengan ketentuan berikut

$$s \leq \frac{d}{2}$$

$s \leq 6 \times$ diameter tulangan longitudinal

$s \leq 150$ mm

- h. Panjang lewatan pada sambungan tulangan kolom

Sambungan tulangan kolom yang diletakkan di tengah tinggi kolom harus memenuhi ketentuan panjang lewatan yang tentukan SNI 2847-2013 Pasal 12.2.3 untuk tulangan D22 dan yang lebih besar

$$l_d = \left(\frac{f_y \cdot \psi_t \cdot \psi_e}{1.7 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c}} \right) \cdot d_b \quad (3.133)$$

Keterangan :

ψ_t = 1 (tidak berada di atas lapisan beton setebal 300 mm)

ψ_e = 1 (tidak dilapisi epoksi)

λ = 1 (beton berat normal)

Sesuai dengan SNI 2847-2013 Pasal 12.15.1 panjang minimum sambungan untuk sambungan lewatan tarik harus seperti disyaratkan untuk sambungan Kelas A atau B, tetapi tidak kurang dari 300 mm

Sambungan kelas A = $1.0l_d$

Sambungan kelas B = $1.3l_d$

3.2.7.3 Shear Wall

Langkah-langkah dalam penulangan *shearwall* adalah sebagai berikut :

- Menentukan kuat geser sesuai SNI 2847-2013 Pasal 11.9.6

V_c diambil dari nilai terkecil dari persamaan berikut

$$V_c = 0.27 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c} \cdot h \cdot d + \frac{N_u \cdot d}{4 \cdot l_w} \quad (3.134)$$

$$V_c = 0.05 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c} \cdot h \cdot d + \frac{l_w \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c} + 0.2 \frac{N_u}{l_w \cdot h}}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2}} \quad (3.135)$$

Keterangan :

l_w = panjang keseluruhan dinding

N_u = positif untuk tekan

= negatif untuk tarik

h = tebal dinding

d = Menurut SNI 2847-2013 Pasal 11.9.4 nilai $d = 0.8 l_w$

Jika $\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2}$ adalah negatif, maka Persamaan 3.39

tidak berlaku.

Sesuai dengan SNI 2847-2013 Pasal 11.9.8 bila gaya geser terfaktor V_u kurang dari $0.5\phi V_u$, maka tulangan harus disediakan sesuai dengan Pasal 11.9.9 bila gaya geser terfaktor V_u lebih dari $0.5\phi V_u$, maka tulangan harus disediakan sesuai dengan Pasal 11.9.9

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s} \quad (3.136)$$

$$\phi V_n = \phi (V_c + V_s) \quad (3.137)$$

- b. Ketentuan-ketentuan khusus untuk dinding geser penahan gempa

Menurut SNI 2847-2013 Pasal 21.9.2.2 paling sedikit dua tirai tulangan harus digunakan pada suatu dinding jika

$$Vu > 0.17 A_{cv} \lambda \sqrt{f'c} \quad (3.142)$$

Keterangan :

A_{cv} = luas netto yang dibatasi oleh tebal dan panjang penampang dinding

Menurut SNI 2847-2013 Pasal 21.9.4.4 batas kuat geser tidak boleh melebihi

$$Vu < \phi 0.66 A_{cv} \sqrt{f'c} \quad (3.143)$$

Menurut SNI 2847-2013 Pasal 21.9.4.1 kuat geser tidak boleh melebihi

$$Vu < \phi A_{cv} \cdot \left(a_c \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c} + \rho_t \cdot f_y \right) \quad (3.144)$$

Keterangan :

$$a_c = 0.25 \text{ untuk } h_w / l_w \leq 1.5$$

$$= 0.17 \text{ untuk } h_w / l_w \geq 2.0$$

$$= 0.17 - 0.25 \text{ untuk } h_w / l_w = 1.5 - 2.0$$

Menurut SNI 2847-2013 Pasal 21.9.2.1 rasio tulangan badan terdistribusi, ρ_l dan ρ_t , tidak boleh kurang dari 0.0025 dan spasi tulangan untuk masing-masing arah pada dinding struktur tidak lebih dari 450 mm

- c. Perhitungan kapasitas *boundary element*

Menurut SNI 2847-2013 Pasal 21.9.6.2 bahwa dinding geser harus diberi *boundary element* bila

$$C > \frac{l_w}{600 \cdot \left(\frac{\delta_u}{h_w} \right)} \quad (3.145)$$

Dengan $\left(\frac{\delta_u}{h_w} \right)$ tidak boleh lebih kecil dari 0.007

Menurut SNI 2847-2013 Pasal 21.9.6.4 *boundary element* harus dipasang secara horisontal dari sisi serat tekan terluar tidak kurang dari

$$(c - 0.1l_w) \quad (3.146)$$

$$\text{Dan } C / 2 \quad (3.147)$$

Menurut SNI 2847-2013 Pasal 21.9.6.4 rasio *boundary element* tidak boleh kurang dari SNI 2847:2013 Pasal 21.6.4.4(a)

$$\rho_s = 0.12 \cdot \left(\frac{f'_c}{f_{yt}} \right) \quad (3.148)$$

$$\rho_{\text{terpasang}} = \frac{A_s}{b \cdot d} \quad (3.149)$$

$$\rho_{\text{terpasang}} > \rho_s$$

Menurut SNI 287-2013 Pasal 21.6.4.4(b) luas penampang tulangan sengkang, *Ash*, tidak boleh kurang dari

$$Ash = 0.3 \frac{s \cdot b_c \cdot f'_c}{f_{yt}} \left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right] \quad (3.150)$$

$$Ash = 0.09 \frac{s \cdot b_c \cdot f'_c}{f_{yt}} \quad (3.151)$$

Menurut SNI 2847-2013 Pasal 21.6.4.3 spasi tulangan *boundary element* tidak boleh lebih dari

$s < \frac{1}{4}$ dimensi komponen struktur minimum

$s < 6$ kali diameter batang tulangan longitudinal yang terkecil

$$s < 100 + \frac{350 - h_x}{3}$$

3.2.8 Kontrol Desain Struktur Primer

Melakukan kontrol desain terhadap komponen struktur yang sudah direncanakan, dimana harus memenuhi syarat keamanan dan rasional sesuai batas-batas tertentu menurut SNI 2847-2013. Dilakukan pengambilan kesimpulan apakah desain telah memenuhi persyaratan, bila telah memenuhi maka dapat dilanjutkan ke tahap selanjutnya, namun apabila tidak memenuhi maka harus dilakukan perencanaan ulang.

3.2.9 Perencanaan Balok Prategang

Balok prategang yang akan direncanakan bentangnya ± 13 m. Langkah-langkah dalam perencanaan balok prategang adalah sebagai berikut:

3.2.9.1 Pemilihan Jenis Beton Prategang

Melakukan pemilihan terhadap jenis beton prategang yang akan digunakan dalam perencanaan ini meliputi :

- a. Pada perencanaan ini dipilih beton prategang pascatarik (*post tension*) dimaksudkan agar pengecoran langsung dilapangan dan dapat dikontrol untuk *jacking*.
- b. Pada perencanaan beton prategang dipilih dengan adanya *grouting*, karena lebih menyatunya antara material baja dan beton, dan juga mengurangi kehilangan prategang.

3.2.9.2 Desain Penampang

- a. Desain Pendahuluan

Bila M_g jauh lebih besar dari 20-30% M_T , maka M_g tidak dapat menentukan desain dan desain pendahuluan dibuat hanya dengan memperhatikan M_T . Bila M_g relatif kecil terdapat M_T , maka desain ditentukan oleh $M_L = M_T - M_g$. Dengan demikian, gaya prategang ditentukan dengan pers. 3.52 dan pers. 3.53.

$$F = \frac{M_T}{0,65h} \quad (3.152)$$

$$F = \frac{M_L}{0,5h} \quad (3.153)$$

Keterangan :

M_T = Momen total akibat beban mati tambahan, berat sendiri dan beban hidup

M_L = Selisih antara momen total dan momen gelagar

h = Tinggi balok

Luas baja yang diperlukan,

$$A_{ps} = \frac{F}{f_{se}} = \frac{M_T}{0.65hf_{se}} \quad (3.154)$$

Keterangan :

f_{se} = gaya prategang efektif untuk baja

Untuk desain pendahuluan, tegangan rata-rata dapat diambil kira-kira 50% dari tegangan izin maksimum f_c untuk beban kerja,

$$\frac{A_{ps}f_{se}}{A_c} = 0.50f_c \quad (3.155)$$

$$A_c = \frac{A_{ps}f_{se}}{0.50f_c} \quad (3.156)$$

Estimasi terhadap tinggi penampang beton prategang dapat menggunakan 70% dari tinggi penampang beton bertulang konvensional.

Tinggi balok dengan proporsi yang umum dapat diperkirakan dengan rumus,

$$h = k\sqrt{M} \quad (3.157)$$

Keterangan :

h = tinggi balok

M = momen lentur maksimum

k = koefisien yang bervariasi antara 1.5 sampai 2.0

Cara empiris di atas hanya berlaku untuk kondisi umum dan dipakai semata-mata untuk pendekatan pendahuluan. Setelah itu, hal yang dilakukan adalah menentukan profil penampang balok prategang yang akan digunakan.

b. Desain Teori Elastik dengan Mengizinkan Tarikan

1. Perbandingan M_G/M_T yang kecil

Bila tegangan tarik f_t' diizinkan pada serat atas, pusat gaya tekan C dapat ditempatkan di bawah kern sejauh

$$e_1 + e_2 = \frac{M_G + f_t' \cdot A \cdot k_b}{F_0} \quad (3.155)$$

Sehingga c.g.s diletakkan sejauh e di bawah c.g.c. Dengan tegangan tarik yang diizinkan pada serat bawah, momen yang dipikul beton adalah

$$\frac{f_b' \cdot I}{c_b} = f_b' \cdot A \cdot k_t \quad (3.156)$$

Maka, momen netto

$$M_{netto} = M_T - f_b' \cdot A \cdot k_t \quad (3.157)$$

Momen netto harus dipikul oleh gaya prategang F dengan lengan momen sampai ke titik kern atas, maka lengan total

$$a = k_t + e \quad (3.158)$$

Dan gaya prategang F yang diperlukan adalah

$$F = \frac{M_T - f_b' \cdot A \cdot k_t}{a} \quad (3.159)$$

Untuk membatasi tegangan serat bawah

$$A_c = \frac{F_0 \cdot h}{f_b \cdot c_t - f_t' \cdot c_b} \quad (3.160)$$

Untuk menjaga tegangan serat atas

$$A_c = \frac{F \cdot h}{f_t \cdot c_b - f_b' \cdot c_t} \quad (3.161)$$

2. Perbandingan M_G/M_T yang besar

Bila M_G/M_T besar, maka C akan berada di dalam kern pada saat peralihan, dan mengizinkan tegangan tarik pada serat atas tidak akan berpengaruh pada desain.

Untuk menjaga agar tegangan serat bawah tetap dalam batas

$$A_c = \frac{F_0}{f_b} \left(1 + \frac{e - (M_G / F_0)}{k_t} \right) \quad (3.162)$$

Untuk menjaga agar tegangan serat atas tetap dalam batas

$$A_c = \frac{F \cdot h}{f_t \cdot c_b - f_b' \cdot c_t} \quad (3.163)$$

c. Desain dengan Teori Kekuatan Batas

a. Desain Pendahuluan

Untuk desain pendahuluan, dapat dianggap bahwa momen batas yang dipikul penampang prategang yang terekat adalah kekuatan batas baja dikalikan dengan lengan momen. Lengan momen ini bervariasi, tergantung bentuk penampang, umumnya $0.6h$ sampai $0.9h$, dengan rata-rata umumnya $0.8h$. Dengan demikian, penampang baja yang diperlukan dapat diperkirakan, yaitu

$$A_s = \frac{M_T \cdot m}{0.80h \cdot f_{ps}} \quad (3.164)$$

Dimana m adalah faktor keamanan atau faktor beban. Dengan anggapan bahwa beton pada sisi tekannya diberi tegangan sebesar $0.85f_c'$ maka luas penampang beton yang diperlukan adalah

$$A_c' = \frac{M_T \cdot m}{0.80h \cdot 0.85f_c'} \quad (3.165)$$

b. Desain Akhir

Meskipun gambaran di atas memperlihatkan desain pendahuluan berdasarkan teori kekuatan batas, desain akhir yang sesungguhnya akan lebih rumit, dimana faktor-faktor berikut ini harus diperhatikan.

- 1) Faktor beban yang tepat dan sesuai harus ditentukan untuk baja maupun beton, sehubungan dengan beban desain dan kemungkinan kelebihan beban untuk suatu struktur.
- 2) Tegangan-tekan pada waktu peralihan harus diselidiki untuk flens tarik, umumnya dengan teori elastik. Di samping itu, flens tarik harus cukup besar untuk memungkinkan penempatan baja dengan baik.
- 3) Lokasi garis netral untuk penampang-penampang tertentu tidak mudah ditentukan.
- 4) Desain badan (*web*) tergantung pada geser (*shear*) dan faktor-faktor lain.
- 5) Lengan momen efektif untuk kopel penahan dalam harus dihitung dengan lebih teliti.
- 6) Kontrol terhadap lendutan dan tegangan yang berlebihan harus dilakukan.

3.2.9.3 Gaya Prategang

Penentuan gaya prategang awal sangat dipengaruhi oleh momen total. Gaya prategang ini yang kemudian disalurkan ke penampang.

$$f = -\frac{F}{A} \pm \frac{F \cdot e \cdot y}{I} \mp \frac{M \cdot y}{I} \quad (3.166)$$

dimana:

- f = tegangan
- F = gaya prategang
- A = luas penampang beton
- e = eksentrisitas
- y = jarak dari sumbu yang melalui titik berat
- I = momen inersia penampang
- M = momen eksternal pada penampang akibat beban dan berat sendiri balok

3.2.9.4 Penetapan Tata Letak Kabel

Penetapan jenis dan penentuan daerah batas kabel harus sesuai dengan kriteria perencanaan agar tidak melampaui batasan yang diijinkan. Jenis kabel yang dipilih dan jumlah kabel akan mempengaruhi letak kabel, dimana terdapat batasan agar tidak melebihi syarat batas kriteria.

3.2.9.5 Kontrol Tegangan

Melakukan kontrol terhadap tegangan yang terjadi di balok pada tahap-tahap yang kritis dalam perancangan, yaitu pada saat *jacking* dan tahap *service* (T.Y. Lin, 2000). Kontrol dilakukan untuk memenuhi apakah dimensi balok mampu menerima tegangan yang diberikan dan tegangan yang diterima telah sesuai dengan perancangan pemberian tegangan.

- a. Tegangan tarik pada baja prategang, tidak boleh melampaui nilai - nilai berikut :
 1. Tegangan ijin akibat gaya penarikan (*jacking*) baja prategang adalah $0,8f_{pu}$ atau $0,94f_{py}$ (SNI 07833-

2012 Ps. 6.5.1). Diambil yang lebih kecil, tetapi tidak lebih besar dari nilai maksimum yang diusulkan oleh pembuat kabel atau angkur.

2. Sesaat setelah penyaluran gaya prategang tegangan ijin tendon memiliki nilai $0,82f_{py}$ tetapi tidak lebih besar dari $0,74f_{pu}$ (SNI 7833-2012 Ps. 6.5.1).
 3. Tendon pasca tarik pada daerah angkur dan kopel (*couplers*) sesaat setelah penyaluran gaya prategang adalah $0,70f_{pu}$ (SNI 7833-2012 Ps. 6.5.1). Namun berdasarkan Lin dan Burns persamaan di atas juga berlaku untuk tendon pratarik segera setelah peralihan gaya prategang.
- b. Tegangan ijin beton, tidak boleh melampaui batas nilai - nilai berikut:

Kekuatan desain komponen struktur prategang terhadap beban lentur dan aksial harus didasarkan pada klasifikasi sebagai kelas U, kelas T, atau kelas C berdasarkan f_t , tegangan serat terluar dalam zona Tarik pra-tertekan yang dihitung pada tahap beban layan sebagai berikut :

- Kelas U : $f_t \leq 0,62\sqrt{f_c'}$
- Kelas T : $0,62\sqrt{f_c'} < f_t \leq 1,0\sqrt{f_c'}$
- Kelas C : $f_t \leq 1,0\sqrt{f_c'}$

1. Setelah peralihan gaya prategang (sebelum kehilangan tergantung waktu).
 - Tegangan serat-serat terluar memiliki nilai sebagai berikut :

$$\text{Tekan} = 0,6f_{ci}' \text{ (SNI 07833-2012 Ps. 6.4.1)}$$

- Tegangan serat-serat terluar pada ujung-ujung komponen tumpuan sederhana :

$$\text{Tekan} = 0,7\sqrt{f'_{ci}} \quad (\text{SNI 7833-2012 Ps. 6.4.1})$$

Jika kekuatan tarik beton yang dihitung, f_t , melebihi $0,5\sqrt{f'_{ci}}$ pada ujung-ujung komponen tertumpu sederhana, atau $0,25\sqrt{f'_{ci}}$ pada lokasi lainnya, maka harus dipasang tulangan lekatan tambahan dalam zona Tarik untuk menahan gaya Tarik total dalam beton, yang dihitung berdasarkan asumsi penampang yang tidak retak.

2. Pada beban kerja setelah terjadi kehilangan gaya prategang yang diijinkan, untuk komponen lentur prategang kelas U dan kelas T.
 - Tegangan serat-serat terluar dalam kondisi tekan akibat prategang ditambah beban tetap:
Tekan = $0,45f'_c$ (SNI 7833-2012 Ps. 6.4.2)
 - Tegangan serat-serat terluar dalam kondisi tekan akibat prategang ditambah beban total:

$$\text{Tekan} = \sqrt{f'_c} 0,6\sqrt{f'_c} \quad (\text{SNI 7833-2012 Ps. 6.4.2})$$

3.2.9.6 Kehilangan Prategang

Kehilangan prategang terjadi pada saat transfer tegangan dan secara menerus menurut fungsi waktu. Dilakukan perhitungan agar didapatkan nilai prategang efektif. Kehilangan prategang yang terjadi pada komponen struktur pascatarik (Nawy 2000):

$$\Delta f_{pT} = \Delta f_{pA} + \Delta f_{pF} + \Delta f_{pES} + \Delta f_{pR} + \Delta f_{pCR} + \Delta f_{pSH} \quad (3.58)$$

Dimana:

Δf_{pT} = Kehilangan prategang total

Δf_{pA} = Kehilangan akibat dudukan angker

Δf_F = Kehilangan akibat friksi

Δf_{ES} = Kehilangan akibat perpendekan elastis beton

Δf_R = Kehilangan akibat relaksasi baja

Δf_{CR} = Kehilangan akibat rangkai

Δf_{SH} = Kehilangan akibat susut

Perhitungan kehilangan gaya prategang meliputi:

- a. Akibat perpendekan elastis beton

Tegangan di beton pada pusat berat baja akibat prategang awal adalah

$$f_{CS} = -\frac{P_i}{A_c} \quad (3.159)$$

Jika tendon dalam beton mempunyai eksentrisitas e pada tengah bentang balok dan momen akibat berat sendiri M_D diperhitungkan, maka tegangan yang dialami beton di penampang tengah bentang pada level baja prategang menjadi

$$f_{cs} = -\frac{P_i}{A_c} \left(1 + \frac{e^2}{r^2} \right) + \frac{M_D \times e}{I_c} \quad (3.160)$$

Keterangan :

P_i = Gaya prategang awal sebelum terjadi kehilangan

E = Eksentrisitas tendon

M_D = Momen akibat berat sendiri beton

A_c = Luas penampang balok

r^2 = Kuadrat dari jari-jari girasi

I_c = Momen inersia beton

Rasio modulus awal

$$n = \frac{E_s}{E_{ci}} \quad (3.161)$$

Di balok pascatarik, kehilangan akibat perpendekan elastis bervariasi dari nol jika semua tendon didongkrak secara simultan, hingga setengah dari nilai yang dihitung pada kasus pratarik dengan beberapa pendongkrak sekuensial digunakan, seperti pendongkrakan dua tendon sekaligus. Jika n adalah banyaknya tendon atau pasangan tendon yang ditarik secara sekuensial, maka

$$\Delta f_{pES} = \frac{1}{n} \Sigma (\Delta f_{pES}) \quad (3.162)$$

yang mana j menunjukkan nomor operasi pendongkrakan. Perhatikan bahwa tendon yang ditarik terakhir tidak mengalami kehilangan akibat perpendekan elastis, sedangkan tendon yang ditarik pertama mengalami banyak kehilangan yang maksimum.

- b. Akibat gesekan (*friksi*) dan *wobble effect*

$$\Delta f_{pF} = f_1 (\mu a + KL) \quad (3.63)$$

$$f_1 = \frac{P_i}{d_t} \quad (3.164)$$

Dimana:

P_i = gaya prategang

d_t = diameter tendon

a = perubahan angular total dari profil tendon prategang dalam radian dari ujung tendon yang menjadi *jack* menuju titik x manapun

μ = koefisien kelengkungan

K = koefisien *wobble*

- c. Akibat dudukan angker

Kehilangan prategang akibat gelincir angker

$$\Delta f_{pA} = \frac{\Delta_A}{L} E_{ps} \quad (3.165)$$

Dimana:

Δ_A = besar gelincir

L = panjang tendon

E_{ps} = modulus tendon prategang

- d. Akibat rangkai

Kehilangan prategang di komponen struktur prategang akibat rangkai

$$\Delta f_{pCR} = K_{CR} \frac{E_{PS}}{E_C} (f_{cs} - f_{csd}) \quad (3.166)$$

Dimana:

K_{CR} = 1,60 untuk komponen struktur pascatarik

f_{cs} = tegangan di beton pada level pusat berat baja segera setelah transfer

f_{csd} = tegangan di beton pada level pusat berat baja akibat semua beban mati tambahan yang bekerja setelah prategang diberikan

e. Akibat susut

Kehilangan prategang akibat susut untuk komponen struktur pascatarik

$$\Delta f_{pSH} = \epsilon_{SH} K_{SH} E_{ps} \left(1 - 0.06 \frac{V}{S}\right) (100 - RH) \quad (3.67)$$

Dimana:

ϵ_{SH} = regangan susut ultimit nominal = 8.2×10^{-6} mm/mm

K_{SH} = koefisien susut

$\frac{V}{S}$ = rasio volume-permukaan

RH = kelembaban relatif

f. Akibat relaksasi baja

Dalam hal pascatarik, perhitungan kehilangan akibat relaksasi baja dimulai antara waktu transfer dan akhir selang waktu yang sedang ditinjau. Jadi

$$f_{pi} = f_{pJ} - \Delta f_{pA} - \Delta f_{pF} \quad (3.68)$$

Jika f_{pR} adalah tegangan prategang yang tersisa pada baja sesudah relaksasi, maka rumus berikut dapat digunakan untuk mendapatkan f_{pR} untuk baja *stress-relieved*:

$$\frac{f_{pR}}{f_{pi}} = 1 - \left(\frac{\log t_2 - \log t_1}{10} \right) \left(\frac{f_{pi}}{f_{py}} - 0.55 \right) \quad (3.169)$$

t dinyatakan dalam jam dan $\log t$ mempunyai basis 10, f_{pi}/f_{py} melebihi 0.55 dan $t = t_2 - t_1$. Untuk baja relaksasi rendah, penyebut di dalam suku log dalam persamaan tersebut dibagi dengan 45, bukan 10.

Pendekatan untuk suku $(\log t_2 - \log t_1)$ dalam Persamaan 3.69 dapat dilakukan sedemikian hingga log

$t = \log(t_2 - t_1)$ tanpa kehilangan ketelitian yang berarti. Maka kehilangan karena relaksasi tegangan menjadi

$$\Delta f_{pR} = f'_{pi} \frac{\log t}{10} \left(\frac{f'_{pi}}{f_{py}} - 0.55 \right) \quad (3.170)$$

Dimana f'_{pi} adalah tegangan awal di baja yang dialami elemen beton.

3.2.9.7 Momen Batas

Momen batas dihitung dengan mengetahui kekuatan batas balok prategang dalam menerima beban layan dan beban ultimit.

Perhitungan kuat ultimate dari balok prategang harus memenuhi persyaratan SNI 2847-2013 pasal B.18.8.3 mengenai jumlah total baja tulangan prategang dan bukan prategang pada komponen struktur harus cukup untuk menghasilkan beban terfaktor paling sedikit 1,2 kali beban retak yang terjadi berdasarkan nilai modulus retak sebesar $0,62\lambda\sqrt{f_c}$ sehingga didapat $\phi M_n \geq 1,2 M_{Cr}$ dengan nilai $\phi = 0,9$

Kekuatan batas balok prategang yang diakibatkan oleh beban luar berfaktor harus memiliki nilai-nilai berikut :

$$1,2 M_{Cr} \leq M_u \leq \phi M_n$$

Keterangan :

M_{Cr} = Momen retak balok prategang

M_u = Momen ultimate balok prategang

ϕM_n = Kapasitas penampang balok prategang

Nilai momen retak dapat dihitung dengan pers. 3.71; 3.72 sebagai berikut (dengan asumsi tanda (+) adalah serat yang mengalami tekan) :

$$-f_r = \frac{Fi}{A} + \frac{Fi \times e}{I} \times Y - \frac{M_{Cr} \times Y}{I} \quad (3.171)$$

$$M_{Cr} = \left(\frac{Fi}{A} \times \frac{I}{Y} \right) + \left(\frac{Fi \times e \times Y}{I} \times \frac{I}{Y} \right) + \left(f_r \times \frac{I}{Y} \right) \quad (3.172)$$

Keterangan :

F_i = Gaya prategang efektif setelah kehilangan

I = Inertia balok

e = Eksentrisitas dari cgc

A = Luas penampang balok

Y = Garis netral balok

f_r = Modulus keruntuhan = $0,7\sqrt{f_c}$

3.2.9.8 Kontrol Lendutan

Memperhitungkan lendutan-lendutan yang terjadi sehingga tidak melampaui batasan yang telah ditentukan. Lendutan dihitung menurut model pembebanan, dimana beban yang mempengaruhi adalah beban sendiri dan beban eksternal. Hal ini diatur dalam SNI 2847-2013 Pasal 18.3.5

3.2.9.9 Kontrol Retak

Retak terjadi apabila beton menerima tegangan tarik yang melampaui tegangan runtuhnya. Maka dari itu, momen retak harus dihitung agar beton tidak menerima tegangan tarik melampaui tegangan runtuh.

3.2.9.10 Kontrol Geser

Perancangan tulangan geser diperhitungkan menurut standar perancangan SNI 2847-2013. Perhitungan geser dilakukan agar balok memiliki kemampuan menahan gaya geser yang diterima.

3.2.9.11 Blok Angkur Ujung

Pada balok prategang pasca tarik, kegagalan bisa disebabkan oleh hancurnya bantalan beton pada daerah tepat dibelakang angkur tendon akibat tekanan yang sangat besar. Kegagalan ini diperhitungkan pada kondisi ekstrim saat transfer, yaitu saat gaya prategang maksimum dan kekuatan beton minimum. Kuat tekan nominal beton pada daerah

pengankuran global di isyaratkan oleh SNI 2847-2013 pasal 18.13.2.2

Bila diperlukan, pada daerah pengankuran dapat dipasang tulangan untuk memikul gaya pecah belah dan pecah yang timbul akibat pengankuran tendon sesuai pasal 18.13.1.2

3.2.9.12 Indeks Beton Prategang Parsial dan Beton Bertulang

Beberapa indeks telah diusulkan untuk menggambarkan fungsi dari beton prategang pada struktur. Indeks ini berguna dalam membandingkan kinerja relatif dari elemen yang dibuat dari material yang sama, tapi dalam menggunakan indeks ini harus hati-hati untuk menentukan nilai absolut dari hal-hal seperti deformasi dan lebar retak. Dua indeks yang paling umum adalah tingkat prategang λ , dan Prategang Parsial Ratio (PPR). Penentuan Indeks ini dapat dilihat pada pers. 2.50 dan pers. 2.51

$$\lambda = \frac{M_{DEC}}{M_D + M_L} \quad (3.173)$$

Keterangan :

M_{DEC} = Momen Dekompresi (momen total tepat pada serat bawah mengalami tegangan = 0);

M_D = Momen beban mati

M_L = Momen beban hidup

$$PPR = \frac{M_{np}}{M_n} \quad (3.174)$$

Keterangan :

M_{np} = kapasitas momen nominal dari beton prategang.

M_n = Total kapasitas momen nominal.

Dalam perancangan sebelumnya, semua momen dihitung pada bagian kritis. Umumnya akan digunakan PPR untuk menggambarkan tingkat prategang pada elemen lentur.

studi dan contoh-contoh yang dijelaskan dalam penelitian sebelumnya biasanya $PPR < 1$, dan elemen adalah pra-tarik kecuali dinyatakan lain.

Karakterisasi jumlah total tulangan lentur dalam elemen juga penting. Penentuan Indeks penulangan (ω) dapat dilihat pada pers. 3.75

$$\omega = \rho \frac{f_y}{f'_c} + \rho_p \frac{f_{ps}}{f'_c} - \rho' \frac{f_y}{f'_c} \leq 0,3 \quad (3.175)$$

Dimana :

$$\rho = \frac{A_s}{bd} \quad (3.176)$$

$$\rho' = \frac{A'_s}{bd} \quad (3.177)$$

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{bd_p} \quad (3.178)$$

Keterangan :

A_{ps} = luas tulangan prategang di zona penegangan (mm^2)

A_s = luas tulangan *nonprestressed* (mm^2)

A'_s = luas kompresi tulangan *nonprestressed* (mm^2)

b = lebar elemen (mm)

d = jarak dari serat tekan paling jauh ke *centroid* dari *nonprestressed* (mm)

d_p = jarak dari serat tekan paling jauh ke *centroid* tulangan prategang (mm)

f'_c = kuat tekan beton (MPa)

f_{ps} = tegangan nominal prategang (MPa)

f_y = tegangan leleh tulangan *nonprestressed* (MPa)

3.2.10 Kontrol Desain Balok Prategang

Melakukan kontrol desain terhadap komponen struktur yang sudah direncanakan, dimana harus memenuhi syarat keamanan dan rasional sesuai batas-batas tertentu menurut SNI 2847-2013. Dilakukan pengambilan kesimpulan apakah desain telah memenuhi persyaratan, bila telah memenuhi maka dapat dilanjutkan ke tahap selanjutnya, namun apabila tidak memenuhi maka harus dilakukan perencanaan ulang.

3.2.11 Perencanaan Struktur Bawah

Beberapa komponen struktur bawah yang akan direncanakan antara lain :

3.2.11.1 Pondasi Tiang Pancang

Desain pondasi dilakukan dengan cara mengambil output gaya-gaya dalam dari hasil proses analisis struktur primer dengan menggunakan program bantu analisis struktur. Gaya-gaya dalam tersebut menjadi acuan untuk desain pondasi.

Tahapan yang akan dilakukan untuk merencanakan pondasi adalah sebagai berikut :

- a. Menentukan data desain yang meliputi data tanah, dimensi tiang pancang, jarak antara tiang pancang, dan output analisis struktur. Pada penentuan jarak antar tiang pancang terdapat beberapa ketentuan yang harus terpenuhi seperti ditunjukkan pada Pers 3.79

$$2.5D \leq S \leq 5D \quad (3.179)$$

Keterangan :

D = Diameter tiang pancang (m)

S = Jarak antara tiang pancang (m)

- b. Menghitung daya dukung satu tiang pancang berdasarkan data SPT dengan menggunakan Pers 3.80

$$Q_{ult} = K \cdot A_p N_p + \frac{A_s N_{av}}{S} \quad (3.180)$$

Keterangan :

K = Koefisien karakteristik tanah

- $= 12 \text{ t/m}^2$, untuk tanah lempung
 $= 20 \text{ t/m}^2$, untuk tanah lanau berlempung
 $= 25 \text{ t/m}^2$, untuk tanah lanau berpasir
 $= 40 \text{ t/m}^2$, untuk tanah pasir
 $= 40 \text{ t/m}^2$, untuk lempung sangat kaku
Qult = Daya dukung tiang ultimate (Ton).
Ap = Luas penampang dasar tiang (m²).
Np = Nilai SPT didasar tiang sepanjang 4D diatas s/d 4D dibawah ujung tiang.
D = Diameter tiang pancang
N_{av} = Nilai rata-rata SPT sepanjang tiang dengan nilai $3 \leq N \leq 50$ (*N* = Nilai SPT).
 c. Menghitung gaya maksimum yang dipikul satu tiang dalam kelompok dengan menggunakan Pers 3.81

$$P_i = \frac{\sum V_o}{n} \pm \frac{M_{xo} Y_{\max}}{\sum D_{yi}} \pm \frac{M_{yo} X_{\max}}{\sum D_{xi}} \quad (3.181)$$

Keterangan :

- P_i* = Gaya aksial satu tiang pancang (Ton).
 $\sum V_o$ = Jumlah beban vertikal (Ton).
n = Jumlah tiang pancang.
M_{xo} = Momen yang bekerja didasar poer dalam arah sumbu x
M_{yo} = Momen yang bekerja didasar poer dalam arah sumbu y
D_{xi} = Jarak dari sumbu tiang ke titik berat susunan kelompok tiang searah sumbu x.
D_{yi} = Jarak dari sumbu tiang ke titik berat susunan kelompok tiang searah sumbu y.
X_{max} = Absis terjauh terhadap titik berat kelompok tiang (m).
Y_{max} = Ordinat terjauh terhadap titik berat kelompok tiang (m).

Dari gaya aksial P_i yang maksimum dan minimum harus dikontrol terhadap daya dukungnya seperti pada Pers 3.82

$$P_{max} \leq Qd = Q_{ult} / SF \quad (3.182)$$

Dimana :

P_{max} = Gaya aksial P_i yang maksimum (Ton).

Qd = Daya dukung ijin (Ton).

Q_{ult} = Daya dukung tiang ultimate (Ton).

SF = faktor keamanan sebesar 2.

- d. Menghitung faktor efisiensi tiang pancang dalam kelompok dengan menggunakan Pers.3.83

$$E_k = 1 - \tan^{-1} \frac{D}{S} \left[\frac{(n-1)m + (m-1)n}{90mn} \right] \quad (3.183)$$

Keterangan :

E_k = Efisiensi tiang pancang dalam kelompok.

D = Diameter tiang pancang (m).

S = Jarak tiang pancang terkecil (m).

n = Jumlah tiang pancang dalam baris.

m = Jumlah tiang pancang dalam kolom.

- e. Bila daya dukung tidak memenuhi maka perlu dilakukan desain ulang terhadap dimensi tiang pancang, jumlah dan jarak tiang pancang.

3.2.11.2 Poer

Desain poer dilakukan seperti pada desain pelat, hal yang membedakan terdapat saat pengambilan momen untuk desain.

3.2.12 Gambar Teknik (*AutoCAD*)

Apabila analisa dan kontrol desain baik pada beton bertulang biasa maupun pada balok prategang sudah selesai, maka untuk mengetahui hasil akhir perhitungan perlu dibuat gambar teknik yang *representative* dari hasil analisis dan perhitungan dengan menggunakan program *AutoCAD*.

BAB IV PRELIMINARY DESAIN

4.1 Preliminary Desain

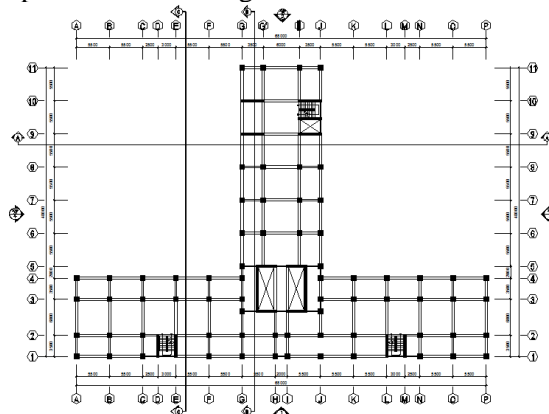
Preliminary desain merupakan tahapan dalam menentukan dimensi awal dari bagian-bagian struktur bangunan berdasarkan SNI 2847 – 2013. Preliminary desain dilakukan terhadap komponen struktur antara lain balok induk, balok lift, balok prategang, pelat, kolom, dan dinding geser.

4.2 Data Perencanaan

Material yang digunakan untuk struktur gedung ini adalah beton bertulang dengan data-data sebagai berikut :

Fungsi Bangunan	: Apartemen
Tinggi Bangunan	: 63,90 m (19 Lantai)
Luas Bangunan	: 1339 m ²
Lokasi	: Jakarta Pusat
Sistem Struktur	: Sistem Ganda
Mutu Beton ($f'c$)	: 40 MPa dan 35 MPa
Mutu Baja (f_y)	: 400 MPa

Denah struktur gedung apartemen *Elpis Residence* Jakarta diperlihatkan sesuai gambar 4.1.

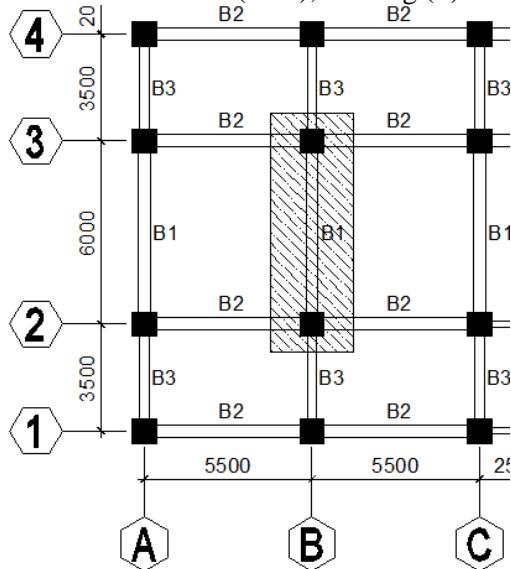


Gambar 4.1 Denah Struktur Gedung *Elpis Residence*

4.3 Dimensi Balok

Balok adalah komponen struktur yang berfungsi menahan lentur. Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 9.5(a), desain dimensi balok dengan bentang seperti pada gambar 4.2 dan 4.3 adalah sebagai berikut :

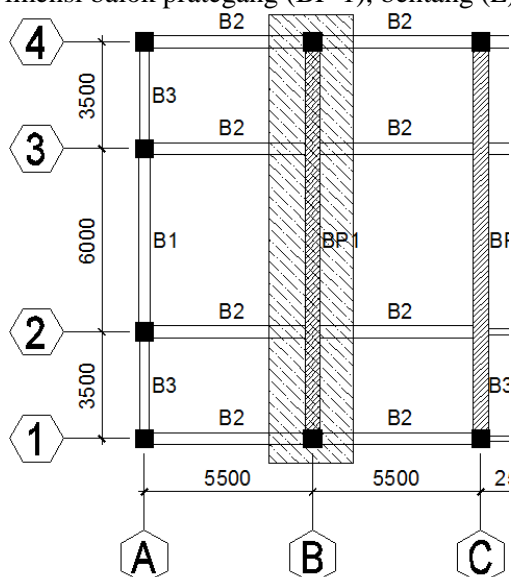
- Dimensi balok induk (BI-1), bentang (L) = 6 m



Gambar 4.2 Balok Induk (BI-1)

$$\begin{aligned}
 h_{min} &= \frac{1}{16} Lx \left(0,4 + \frac{f_y}{700} \right) = \frac{1}{6} \times 6000 \times \left(0,4 + \frac{400}{700} \right) \\
 &= 36,43 \text{ cm} \rightarrow 40 \text{ cm} \\
 b &= \frac{2}{3} \times h = \frac{2}{3} \times 40 = 26,67 \text{ cm} \rightarrow 40 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

- Dimensi balok prategang (BP-1), bentang (L) = 13 m



Gambar 4.3 Balok Prategang (BP-1)

$$h_{min} = \frac{1}{20} L = \frac{1}{20} 13000 = 65 \text{ cm} \rightarrow 70 \text{ cm}$$

$$b = \frac{2}{3} \times h = \frac{2}{3} \times 65 = 40 \text{ cm} \rightarrow 50 \text{ cm}$$

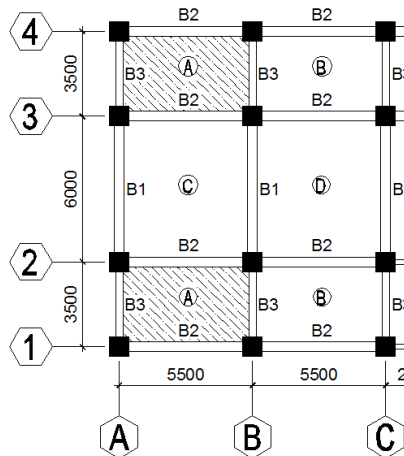
Resume dimensi balok untuk masing-masing tipe balok dapat dilihat pada table 4.1.

Tabel 4.1 Resume Dimensi Balok

Tipe Balok	Bentang (cm)	h_{min}	b_{min}	h_{pakai}	b_{pakai}
		(cm)	(cm)	(cm)	(cm)
BI-1	600	36.43	24.29	60	40
BI-2	550	33.39	22.26	60	40
BI-3	350	21.25	14.17	40	30
BI-4	400	24.29	16.19	40	30
BL-1	260	12.03	8.02	30	20
BP-1	1300	65.00	43.33	70	50

4.4 Dimensi Pelat

Perhitungan tipe pelat A dengan dimensi seperti pada gambar 4.4.



Gambar 4.4 Tinjauan Pelat Lantai Tipe A

$$Ly = 550 \text{ cm}$$

$$Lx = 350 \text{ cm}$$

$$Ln = 550 - \left(\frac{30}{2} + \frac{30}{2} \right) = 520 \text{ cm}$$

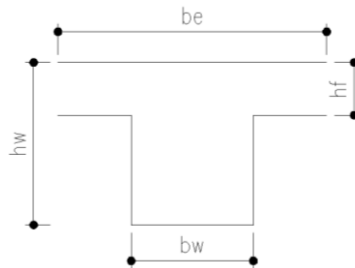
$$S_n = 350 - \left(\frac{40}{2} + \frac{40}{2} \right) = 310 \text{ cm}$$

$$\beta = \frac{L_n}{S_n} = \frac{520}{310} = 1,68 < 2 \text{ (pelat dua arah)}$$

Direncanakan tebal pelat (t) = 12 cm

- Balok Interior

Potongan balok interior as 2/A-B seperti pada gambar 4.5.



Gambar 4.5 Balok as 2/A-B

Menentukan lebar efektif flens balok T (SNI 2847-2013, Pasal 8.12)

$$be = \frac{1}{4} Lb = \frac{1}{4} \times 550 = 137,5 \text{ cm}$$

$$be = bw + 8 hf = 40 + (8 \times 12) = 136 \text{ cm}$$

Diambil be terkecil = 136 cm

$K =$

$$K = \frac{1 + \left(\frac{136}{40} - 1 \right) x \left(\frac{12}{60} \right) x \left[4 - 6 \left(\frac{12}{60} \right) + 4 \left(\frac{12}{60} \right)^2 + \left(\frac{146}{40} - 1 \right) x \left(\frac{12}{60} \right)^3 \right]}{1 + \left(\frac{126}{40} - 1 \right) x \left(\frac{12}{60} \right)}$$

$$K = 2,97$$

Momen Inersia Penampang

$$I_b = \frac{1}{12} k \cdot x b w x h^3 = \frac{1}{12} \times 2,97 \times 40 \times 60^3 = 2145024 \text{ cm}^4$$

Momen Inersia Lajur Pelat

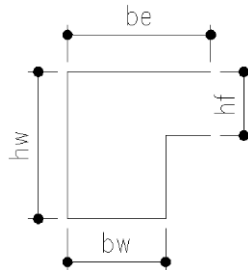
$$I_p = \frac{1}{12} x b p x t^3 = \frac{1}{12} x 550 x 12^3 = 79200 \text{ cm}^4$$

Rasio Kekakuan Balok Terhadap Pelat

$$\alpha_1 = \frac{I_{\text{balok}}}{I_{\text{pelat}}} = \frac{2145024}{79200} = 27,08$$

Dengan cara yang sama untuk balok interior lainnya didapat nilai $\alpha_2 = 8,92$

- Balok Eksterior
Potongan balok eksterior as A/1-2 seperti pada gambar 4.6.



Gambar 4.6 Balok as A/1-2

Menentukan lebar efektif flens balok T (SNI 2847-2013, Pasal 8.12)

$$be = 1/12 Lb = 1/12 \times 550 = 45,8 \text{ cm}$$

$$be = bw + 6 hf = 40 + (6 \times 12) = 112 \text{ cm}$$

Diambil be terkecil = 45,8 cm

$K =$

$$1 + \left(\frac{45,8}{40} - 1 \right) x \left(\frac{12}{60} \right) x \left[4 - 6 \left(\frac{12}{60} \right) + 4 \left(\frac{12}{60} \right)^2 + \left(\frac{45,8}{40} - 1 \right) x \left(\frac{12}{60} \right)^3 \right] \\ \frac{1 + \left(\frac{45,8}{40} - 1 \right) x \left(\frac{12}{60} \right)}{1 + \left(\frac{45,8}{40} - 1 \right) x \left(\frac{12}{60} \right)}$$

$$K = 2,96$$

Momen Inersia Penampang

$$I_b = \frac{1}{12} k \cdot x b w x h^3 = \frac{1}{12} \cdot x 2,96 \cdot x 40 \cdot x 60^3 = 2132040 \text{ cm}^4$$

Momen Inersia Lajur Pelat

$$I_p = \frac{1}{12} x b p x t^3 = \frac{1}{12} \cdot x 550 \cdot x 12^3 = 79200 \text{ cm}^4$$

Rasio Kekakuan Balok Terhadap Pelat

$$\alpha_3 = \frac{I_{\text{balok}}}{I_{\text{pelat}}} = \frac{2132040}{79200} = 26,92$$

Dengan cara yang sama untuk balok eksterior lainnya didapat nilai $\alpha_4 = 8,12$

Jadi $\alpha_m = \frac{1}{4} \times (27,08 + 8,92 + 26,92 + 8,12) = 17,6$

Karena $\alpha_m > 2$, maka berdasarkan SNI 2847-2013 pasal 9.5.3.3, dipakai persamaan 3.10 dan tidak boleh kurang dari 90 mm.

$$h = \frac{\ln(0,8 + \frac{f_y}{1400})}{36 + 9\beta} \geq 90 \text{ mm}$$

$$h = \frac{5200(0,8 + \frac{240}{1400})}{36 + (9 \times 1,656)} = 98,9 \text{ mm}$$

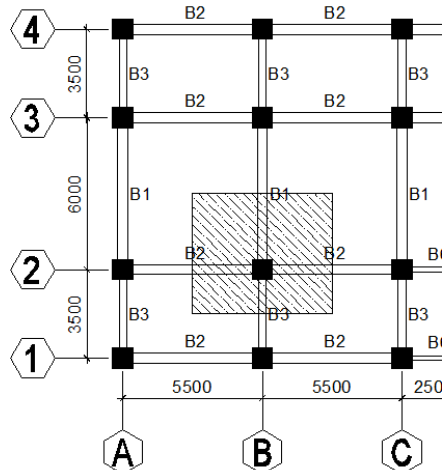
Untuk faktor kenyamanan dan keseragaman tebal pelat maka digunakan tebal pelat lantai 12 cm. Untuk pelat atap digunakan dimensi yang sama yaitu 12 cm. Resume dimensi pelat untuk masing-masing tipe pelat dapat dilihat pada tabel 4.2.

Tabel 4.2 Resume Dimensi Pelat

Tipe Pelat	Dimensi (cm)		h_{\min}	h_{pakai}	Keterangan
	L_x	L_y	(cm)	(cm)	
A	350	550	9.89	12	2 Arah
B	350	550	9.89	12	2 Arah
C	550	600	11.86	12	2 Arah
D	550	600	11.86	12	2 Arah

4.5 Dimensi Kolom

Berdasarkan denah struktur pada gambar 4.1, kolom yang memikul beban terbesar adalah kolom yang memikul pelat lantai dengan bentang terbesar yaitu pada kolom as B-2 sebagaimana diperlihatkan pada gambar 4.7.



Gambar 4.7 Kolom yang Ditinjau

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 10.8.4, kolom harus direncanakan untuk memikul beban aksial terfaktor yang bekerja pada semua lantai atau atap dan momen maksimum dari beban terfaktor pada satu bentang terdekat dari lantai atau atap yang ditinjau.

Direncanakan :

Tebal pelat (t) = 120 mm

Tinggi tiap lantai = 3,2 m

Dimensi Pelat = 4,75 m x 5,5 m

Untuk efisiensi dan keefektifan dimensi struktur maka dibuat beberapa variasi kolom. Diambil satu dimensi kolom yang berbeda pada setiap tingkat yang ditinjau. Ukuran kolom dapat diperhitungkan di tabel 4.3 dan tabel 4.4

Tabel 4.3 Beban Mati yang Diterima Kolom Lantai 14-19

Beban Mati Pelat Atap

Komponen Beban	p	l	t	q	n	Berat (Kg)
Pelat lantai	4.75	5.5	0.12	2400	1	7524
Penggantung	4.75	5.5	-	7	1	183
Plafon	4.75	5.5	-	11	1	287
Balok induk melintang	4.75	0.4	0.6	2400	1	2736
Balok induk memanjang	5.5	0.4	0.6	2400	1	3168
Spesi	4.75	5.5	-	21	1	549
Utilitas	4.75	5.5	-	30	1	784
DL						15231

Beban Mati Pelat Lantai

Komponen Beban	p	l	t	q	n	Berat (Kg)
Pelat lantai	4.75	5.5	0.12	2400	5	37620
Penggantung	4.75	5.5	-	7	5	914
Plafon	4.75	5.5	-	11	5	1437
Balok induk melintang	4.75	0.4	0.6	2400	5	13680
Balok induk memanjang	5.5	0.4	0.6	2400	5	15840
Spesi	4.75	5.5	-	21	5	2743
Tegel	4.75	5.5	-	24	5	3135
Dinding	10.25	-	3.2	250	5	41000
Utilitas	4.75	5.5		30	5	3919
Kolom	0.6	0.6	3.2	2400	6	16589
DL						136877
Total DL						152108

Tabel 4.4 Beban Hidup yang Diterima Kolom Lantai 14-19

Beban Hidup

Komponen Beban	p	l	q	n	Berat (kg)
Pelat Atap	4.75	5.5	479	1	12514
Pelat Convention Hall	4.75	5.5	479	1	12514
Pelat Lantai	4.75	5.5	192	4	20064
Total LL					45092

Koefisien reduksi untuk beban hidup untuk apartemen (PPIUG tabel 3.3) yaitu 0,75.

Beban hidup tereduksi (LL) :

$$0,75 \times \text{Total } LL = 0,75 \times 45092 \text{ kg} \\ = 33819 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Berat Total (W)} &= 1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL} \\
 &= 1,2 (152108) + 1,6 (33819) \\
 &= 236639 \text{ kg} \\
 f'c &= 40 \text{ MPa} = 400 \text{ kg/cm}^2 \\
 A &= 3x \frac{P}{f'c} \\
 &= 3x \frac{236639}{400} = 1775 \text{ cm}^2
 \end{aligned}$$

$$\text{Rencanakan } b = h$$

$$h = \sqrt{A} = \sqrt{1775} = 42,13 \text{ cm}$$

Jadi, dipakai dimensi kolom 60 cm x 60 cm. Dengan cara yang sama, dimensi kolom yang lain dapat dilihat pada tabel 4.5.

Tabel 4.5 Resume Dimensi Kolom

Lantai	Dimensi (cm)	
	<i>b</i>	<i>h</i>
14 s/d 19	60	60
8 s/d 13	70	70
1 s/d 7	80	80

4.6 Dimensi Dinding Geser

Berdasarkan SNI 2847-2013 pasal 14.5.3.(1), ketebalan dinding pendukung tidak boleh kurang dari 1/25 tinggi atau panjang bentang tertumpu, yang lebih pendek, atau kurang dari 100 mm.

Direncanakan :

Tebal dinding geser = 400 mm

Panjang dinding geser = 7900 mm

Tinggi dinding geser = 3200 mm

Syarat:

$$400 \text{ mm} \geq \frac{H}{25} = \frac{3200}{25} = 128 \text{ mm}$$

$$400 \text{ mm} \geq \frac{L}{25} = \frac{7900}{25} = 316 \text{ mm}$$

$$400 \text{ mm} \geq 100 \text{ mm}$$

Hasil perhitungan dengan cara yang sama untuk tipe dinding geser lainnya dapat dilihat pada table 4.6.

Tabel 4.6 Resume Dimensi Dinding Geser

Tipe Dinding Geser	t (mm)	H (mm)	L (mm)	t > H/25	t > L/25	t > 100	Memenuhi Syarat
SW1	400	3200	3900	128	156	100	OK
SW2	400	3200	3400	128	136		OK
	400	3200	7900	128	316		OK

BAB V

DESAIN STRUKTUR SEKUNDER

5.1 Struktur Sekunder

Struktur sekunder merupakan bagian dari struktur gedung yang tidak menahan kekuatan secara keseluruhan, namun tetap mengalami tegangan-tegangan akibat pembebanan yang bekerja pada bagian tersebut secara langsung maupun akibat perubahan bentuk dari struktur primer. Bagian dari struktur sekunder meliputi pelat lantai & atap, balok lift, dan tangga.

5.2 Desain Pelat

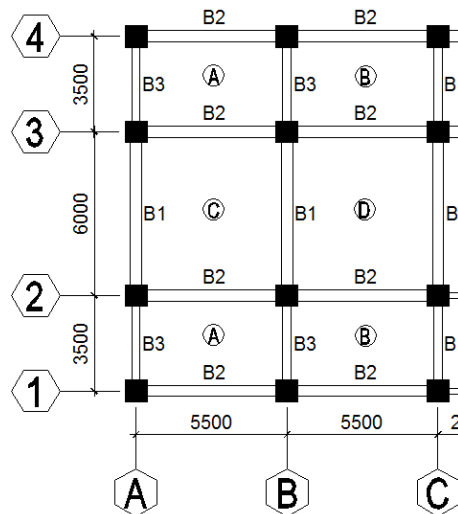
Definisi pelat satu arah dan dua arah dapat dilihat dari rasio panjang terpanjang dengan panjang terpendek pada suatu pelat. Jika lebih besar dari 2 maka pelat itu dikatakan pelat satu arah dan perhitungan dilakukan sama seperti perhitungan balok. Jika rasionya lebih kecil dari 2 maka pelat itu bisa dikatakan pelat dua arah.

5.2.1 Data Perencanaan

Data-data desain yang dibutuhkan dalam perhitungan pelat adalah sebagai berikut :

Mutu beton (f'_c)	: 35 MPa
Kuat tarik (f_y)	: 400 MPa
Tebal pelat (t)	: 120 mm
Selimut beton	: 20 mm
Diameter tulangan	: 13 mm

Denah pelat lantai yang ditinjau telah ditunjukkan pada gambar 5.1.



Gambar 5.1 Denah Pelat yang Ditinjau

5.2.2 Pembebanan Pelat

Beban-bekan yang bekerja pada pelat sesuai SNI 1727-2013. Pelat direncanakan menerima beban mati dan beban hidup dengan kombinasi pembebanan sesuai dengan SNI 2847-2013 Pasal 9.2.1.

1. Pelat Atap

- Beban Mati (D)
 - Berat Sendiri $= 0,12 \times 2400 = 288 \text{ kg/m}^2$
 - Spesi (2 cm) $= 42 \text{ kg/m}^2$
 - Plafond $= 11 \text{ kg/m}^2$
 - Penggantung $= 7 \text{ kg/m}^2$
 - Utilitas $= 30 \text{ kg/m}^2$
 - $qD = 378 \text{ kg/m}^2$
- Beban Hidup (L)
 - Beban untuk taman atap $= 479 \text{ kg/m}^2$
 - Beban air hujan $= 20 \text{ kg/m}^2$
 - $qL = 499 \text{ kg/m}^2$

- Kombinasi Pembebanan

$$\begin{aligned} Qu &= 1,2 qD + 1,6 qL \\ &= (1,2 \times 378) + (1,6 \times 499) \\ &= 1252 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

2. Pelat Convention Hall

- Beban Mati (D)

$$\begin{aligned} \text{Berat Sendiri} &= 0,12 \times 2400 = 288 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Spesi (2 cm)} &= 42 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Tegel (1 cm)} &= 24 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Plafond} &= 11 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Penggantung} &= 7 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Utilitas} &= 30 \text{ kg/m}^2 \\ qD &= 426 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

- Beban Hidup (L)

$$qL = 479 \text{ kg/m}^2$$

- Kombinasi Pembebanan

$$\begin{aligned} Qu &= 1,2 qD + 1,6 qL \\ &= (1,2 \times 450) + (1,6 \times 479) \\ &= 1278 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

3. Pelat Lantai

- Beban Mati (D)

$$\begin{aligned} \text{Berat Sendiri} &= 0,12 \times 2400 = 288 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Spesi (2 cm)} &= 42 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Tegel (1 cm)} &= 24 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Plafond} &= 11 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Penggantung} &= 7 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Utilitas} &= 30 \text{ kg/m}^2 \\ qD &= 426 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

- Beban Hidup (L)

$$qL = 192 \text{ kg/m}^2$$

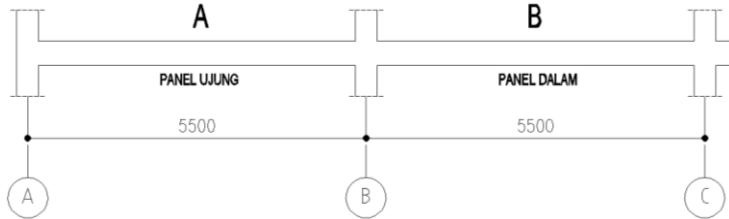
- Kombinasi Pembebanan

$$\begin{aligned} Qu &= 1,2 qD + 1,6 qL \\ &= (1,2 \times 450) + (1,6 \times 192) \\ &= 818 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

5.2.3 Penulangan Pelat

Dimensi pelat lantai tipe A sesuai pada gambar 5.1. Pelat lantai tipe A merupakan panel ujung dan perhitungan ini akan meninjau arah X dan arah Y seperti yang ditunjukkan pada gambar 5.2.

Arah X



Gambar 5.2 Arah X Pelat Lantai A dan B

Menghitung momen statis terfaktor total (SNI 2847 2013 Pasal 13.6.2)

$$M_o = \frac{qul_n^2}{8} = \frac{818 \times 3,1 \times 5,2^2}{8} = 7066 \text{ kgm}$$

Menurut SNI 2847-2013 pasal 13.6.3.3, koefisien momen terfaktor (slab dengan balok diantara tumpuan) pada panel ujung yaitu sebagai berikut :

Momen terfaktor negatif interior = 0,70

Momen terfaktor positif = 0,57

Momen terfaktor negatif eksterior = 0,16

Maka, momen statis harus didistribusikan sebagai berikut :

$$(-) Mu = 0,70 \times Mo = 4946 \text{ kgm}$$

$$(+) Mu = 0,57 \times Mo = 4028 \text{ kgm}$$

$$(-) Mu = 0,16 \times Mo = 1131 \text{ kgm}$$

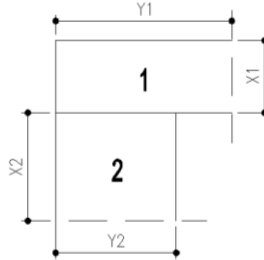
Menghitung Distribusi Momen Negatif Eksterior

$$\frac{l_2}{l_1} = \frac{520}{310} = 1,68$$

Dari perhitungan preliminary desain didapat $\alpha_{fl} = 2,03$.

$$\alpha_{fl} \frac{l_2}{l_1} = 8,12 \times 1,68 = 13,63 > 1$$

Penampang balok eksterior yang memikul pelat ditunjukkan dalam gambar 5.3.



Gambar 5.3 Penampang Balok Eksterior

$$X1 = 12 \text{ cm}$$

$$Y1 = 29,2 \text{ cm}$$

$$X2 = 28 \text{ cm}$$

$$Y2 = 30 \text{ cm}$$

$$C1 = \left[1 - 0,63 \frac{12}{29,2} \right] \frac{12^3 \times 29,2}{3} = 12445 \text{ cm}^4$$

$$C2 = \left[1 - 0,63 \frac{28}{30} \right] \frac{28^3 \times 30}{3} = 90442 \text{ cm}^4$$

$$C = 12445 + 90442 = 102888 \text{ cm}^4$$

$$\beta_t = \frac{C}{2 \times I_p} = \frac{102888}{2 \times 50400} = 1,02$$

Sehingga persentase dari momen negatif eksterior yang ditahan oleh lajur kolom menurut SNI 2847-2013 pasal 13.6.4.2

dengan menggunakan interpolasi (nilai $\beta t = 1,02$ dan $l_2/l_1 = 1,68$) diperoleh sebesar 81,5%.

$$\begin{aligned}\text{Lajur kolom} &= 81,5\% \times Mo = 0,81 \times 1131 \\ &= 921 \text{ kgm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Lajur tengah} &= 18,5\% \times Mo = 0,185 \times 1131 \\ &= 209 \text{ kgm}\end{aligned}$$

Karena $\alpha_{fi}(l_2/l_1) \geq 1$, maka berdasarkan SNI 2847-2013 pasal 13.6.5.1, balok di antara tumpuan harus diproporsikan untuk menahan 85% momen lajur kolom.

$$\text{Balok} = 85\% \times 921 = 783 \text{ kgm}$$

$$\text{Lajur kolom} = 15\% \times 921 = 138 \text{ kgm}$$

$$\text{Lajur tengah} = 209 \text{ kgm}$$

Menghitung Distribusi Momen Negatif Interior

$$\frac{l_2}{l_1} = \frac{520}{310} = 1,68$$

Dari perhitungan preliminary desain didapat $\alpha_{fi} = 2,19$.

$$\alpha_{fi} \frac{l_2}{l_1} = 8,29 \times 1,68 = 13,91 > 1$$

Sehingga persentase dari momen negatif interior yang ditahan oleh lajur kolom menurut SNI 2847-2013 pasal 13.6.4.2 dengan menggunakan interpolasi ($l_2/l_1 = 1,68$) diperoleh sebesar 54,7%.

$$\begin{aligned}\text{Lajur kolom} &= 54,7\% \times Mo = 0,547 \times 4946 \\ &= 2705 \text{ kgm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Lajur tengah} &= 45,3\% \times Mo = 0,453 \times 4946 \\ &= 2242 \text{ kgm}\end{aligned}$$

Karena $\alpha_{fi}(l_2/l_1) \geq 1$, maka berdasarkan SNI 2847-2013 pasal 13.6.5.1, balok di antara tumpuan harus diproporsikan untuk menahan 85% momen lajur kolom.

$$\text{Balok} = 85\% \times 2705 = 2299 \text{ kgm}$$

$$\text{Lajur kolom} = 15\% \times 2705 = 406 \text{ kgm}$$

$$\text{Lajur tengah} = 2242 \text{ kgm}$$

Menghitung Distribusi Momen Positif

$$\frac{l_2}{l_1} = \frac{520}{310} = 1,68$$

Dari perhitungan preliminary desain didapat $\alpha_{fl} = 17,6$.

$$\alpha_{fl} \frac{l_2}{l_1} = 17,6 \times 1,68 = 29,53 > 1$$

Sehingga persentase dari momen negatif interior yang ditahan oleh lajur kolom menurut SNI 2847-2013 pasal 13.6.4.2 dengan menggunakan interpolasi ($l_2/l_1 = 1,68$) diperoleh sebesar 54,7%.

$$\begin{aligned} \text{Lajur kolom} &= 54,7\% \times Mo = 0,547 \times 4028 \\ &= 2202 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Lajur tengah} &= 44,3\% \times Mo = 0,443 \times 4028 \\ &= 1826 \text{ kgm} \end{aligned}$$

Karena $\alpha_{fl}(l_2/l_1) \geq 1$, maka berdasarkan SNI 2847-2013 pasal 13.6.5.1, balok di antara tumpuan harus diproporsikan untuk menahan 85% momen lajur kolom.

$$\text{Balok} = 85\% \times 2202 = 1872 \text{ kgm}$$

$$\text{Lajur kolom} = 15\% \times 2202 = 330 \text{ kgm}$$

$$\text{Lajur tengah} = 1826 \text{ kgm}$$

Perhitungan tulangan pelat lantai tipe A arah X dapat ditampilkan dalam tabel 5.1.

Tabel 5.1 Perhitungan Tulangan Pelat Lantai Tipe A Arah X

PELAT LANTAI TIPE A ARAH X	Lajur Kolom			Lajur Tengah		
	Negatif Eksterior	Positif	Negatif Interior	Negatif Eksterior	Positif	Negatif Interior
Mu (Nmm)	1382104	3303468	4056890	2092153	18255152	22418607
d (mm)	93.5	93.5	93.5	93.5	93.5	93.5
b (mm)	1000	1000	1000	1000	1000	1000
Ru (Mu/bd ²)	0.16	0.38	0.46	0.24	2.09	2.56
ρ	0.0004	0.0010	0.0012	0.0006	0.0054	0.0067
ρ min	0.0035	0.0035	0.0035	0.0035	0.0035	0.0035
ρ pakai	0.0035	0.0035	0.0035	0.0035	0.0054	0.0067
As (pbd)	327.25	327.25	327.25	327.25	506.56	627.76
As D13	132.79	132.79	132.79	132.79	132.79	132.79
Tulangan perlu	2.46	2.46	2.46	2.46	3.81	4.73
Tulangan terpasang	3.00	3.00	3.00	3.00	4.00	5.00
Jarak tulangan	333	333	333	333	250	200
Jarak maksimum	240	240	240	240	240	240
Jarak terpasang	333	333	333	333	250	200
Tulangan pakai	D13 - 200	D13 - 200	D13 - 200	D13 - 200	D13 - 200	D13 - 200

Dengan cara yang sama, hasil perhitungan penulangan pelat tipe A arah Y dapat dilihat pada tabel 5.2.

Tabel 5.2 Perhitungan Tulangan Pelat Lantai Tipe A Arah Y

PELAT LANTAI TIPE A ARAH Y	Lajur Kolom			Lajur Tengah		
	Negatif Eksterior	Positif	Negatif Interior	Negatif Eksterior	Positif	Negatif Interior
Mu (Nmm)	569194	1969375	2418531	2945595	10882879	13364939
d (mm)	93.5	93.5	93.5	93.5	93.5	93.5
b (mm)	1000	1000	1000	1000	1000	1000
Ru (Mu/bd ²)	0.07	0.23	0.28	0.34	1.24	1.53
ρ	0.0002	0.0006	0.0007	0.0008	0.0032	0.0039
ρ min	0.0035	0.0035	0.0035	0.0035	0.0035	0.0035
ρ pakai	0.0035	0.0035	0.0035	0.0035	0.0035	0.0039
As (pbd)	327.25	327.25	327.25	327.25	327.25	367.04
As D13	132.79	132.79	132.79	132.79	132.79	132.79
Tulangan perlu	2.46	2.46	2.46	2.46	2.46	2.76
Tulangan terpasang	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00
Jarak tulangan	333	333	333	333	333	333
Jarak maksimum	240	240	240	240	240	240
Jarak terpasang	333	333	333	333	333	333
Tulangan pakai	D13 - 200	D13 - 200	D13 - 200	D13 - 200	D13 - 200	D13 - 200

Resume penulangan pelat untuk masing-masing tipe pelat dapat dilihat pada tabel 5.3 dan 5.4.

Tabel 5.3 Resume Penulangan Pelat Arah X

Tipe Pelat		Arah X					
		Lajur Kolom			Lajur Tengah		
		Negatif	Positif	Negatif	Negatif	Positif	Negatif
Pelat Lantai	A	D13 - 200	D13 - 200	D13 - 200	D13 - 200	D13 - 200	D13 - 200
	B	D13 - 200	D13 - 200	D13 - 200	D13 - 150	D13 - 200	D13 - 150
	C	D13 - 200	D13 - 200	D13 - 200	D13 - 200	D13 - 200	D13 - 125
	D	D13 - 200	D13 - 200	D13 - 200	D13 - 150	D13 - 200	D13 - 150
Pelat Convention Hall	A	D13 - 200	D13 - 200	D13 - 200	D13 - 200	D13 - 125	D13 - 100
	B	D13 - 200	D13 - 200	D13 - 200	D13 - 100	D13 - 200	D13 - 100
	C	D13 - 200	D13 - 200	D13 - 200	D13 - 200	D13 - 125	D13 - 100
	D	D13 - 200	D13 - 200	D13 - 200	D13 - 100	D13 - 200	D13 - 100
Pelat Atap	A	D13 - 200	D13 - 200	D13 - 200	D13 - 200	D13 - 125	D13 - 100
	B	D13 - 200	D13 - 200	D13 - 200	D13 - 100	D13 - 200	D13 - 100
	C	D13 - 200	D13 - 200	D13 - 200	D13 - 200	D13 - 125	D13 - 100
	D	D13 - 200	D13 - 200	D13 - 200	D13 - 100	D13 - 200	D13 - 100

Tabel 5.4 Resume Penulangan Pelat Arah Y

Tipe Pelat		Arah Y					
		Lajur Kolom			Lajur Tengah		
		Negatif	Positif	Negatif	Negatif	Positif	Negatif
Pelat Lantai	A	D13 - 200	D13 - 200	D13 - 200	D13 - 200	D13 - 200	D13 - 200
	B	D13 - 200	D13 - 200	D13 - 200	D13 - 200	D13 - 200	D13 - 200
	C	D13 - 200	D13 - 200	D13 - 200	D13 - 125	D13 - 200	D13 - 125
	D	D13 - 200	D13 - 200	D13 - 200	D13 - 125	D13 - 200	D13 - 125
Pelat Convention Hall	A	D13 - 200	D13 - 200	D13 - 200	D13 - 200	D13 - 200	D13 - 150
	B	D13 - 200	D13 - 200	D13 - 200	D13 - 200	D13 - 200	D13 - 150
	C	D13 - 200	D13 - 200	D13 - 200	D13 - 75	D13 - 150	D13 - 75
	D	D13 - 200	D13 - 200	D13 - 200	D13 - 75	D13 - 150	D13 - 75
Pelat Atap	A	D13 - 200	D13 - 200	D13 - 200	D13 - 200	D13 - 200	D13 - 150
	B	D13 - 200	D13 - 200	D13 - 200	D13 - 200	D13 - 200	D13 - 150
	C	D13 - 200	D13 - 200	D13 - 200	D13 - 75	D13 - 150	D13 - 75
	D	D13 - 200	D13 - 200	D13 - 200	D13 - 75	D13 - 150	D13 - 75

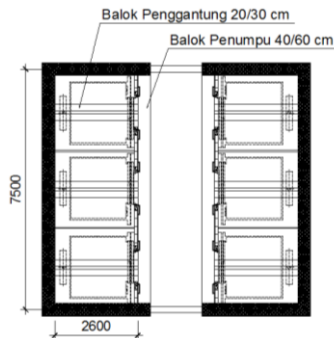
5.3 Desain Balok Lift

Balok lift meliputi balok-balok yang ada di sekeliling ruang lift maupun mesin lift. Balok balok tersebut diantaranya ialah balok penggantung lift dan balok penumpang lift.

5.3.1 Data Perencanaan

Lift yang digunakan pada perencanaan ini adalah lift yang diproduksi oleh *Hyundai* dengan spesifikasi sebagai berikut :

- Type Lift : Passenger
- Merk : *Hyundai*
- Kapasitas : 20 orang / 67,5 kg
- Lebar pintu (*opening width*) : 900 mm
- Dimensi sangkar (*car size*)
 - Outside* : 1660 x 1655 mm²
 - Inside* : 1600 x 1500 mm²
- Dimensi ruang luncur : 6350 x 2130 mm²
- Dimensi ruang mesin : 6800 x 3850 mm²
- Beban reaksi ruang mesin
 - $R_1 = 5450$ kg (Berat mesin penggerak + beban kereta + perlengkapan)
 - $R_2 = 4300$ kg (Berat bandul pemberat + perlengkapan)



Gambar 5.4 Denah Ruang Lift

Data desain balok lift :

- Panjang balok (L) : 2600 mm
- Tinggi balok (h) : 300 mm
- Lebat balok (b) : 200 mm
- Selimut beton : 30 mm
- Mutu beton (f'_c) : 35 MPa
- Kuat tarik (f_y) : 400 MPa
- Diameter tul. utama : 16 mm
- Diameter tul. sengkang : 13 mm

5.3.2 Pembebanan Balok Lift

Berdasarkan SNI 1727-2012 Pasal 4.6.3, berat mesin harus ditingkatkan untuk memperhitungkan besarnya beban kejut yang boleh diambil sebesar 20%.

$$R_1 = (1 + 0,2) \times 5450 = 6540 \text{ kg}$$

$$R_2 = (1 + 0,2) \times 4300 = 5160 \text{ kg}$$

$$P = 11700 \text{ kg}$$

1. Balok Penggantung Lift

- Beban Merata

$$\text{Berat Sendiri } (qD) = 0,2 \times 0,3 \times 2400 = 144 \text{ kg/m}^2$$

Kombinasi Pembebanan

$$Q_{udl} = 1,4 qD = (1,2 \times 144) = 201,6 \text{ kg/m}^2$$

Reaksi akibat beban merata

$$R_1 dl = (201,6 \times 2,6) / 2 = 262,08 \text{ kg}$$

$$R_2 dl = 262,08 \text{ kg}$$

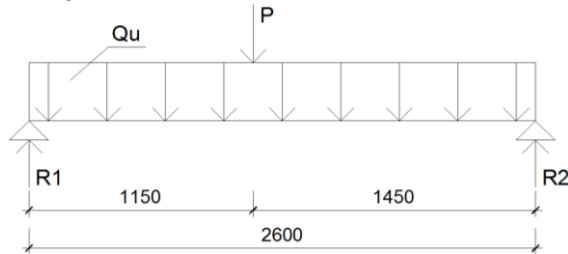
- Beban Terpusat

Mesin ditumpu oleh dua balok berimpit, maka reaksi akibat mesin terbagi 2 sehingga :

$$P = \frac{11700}{2} = 5850 \text{ kg}$$

$$R_1 = \frac{6540}{2} = 3270 \text{ kg} ; R_2 = \frac{5160}{2} = 2580 \text{ kg}$$

- Analisis Struktur
Permodelan balok lift seperti yang ditunjukkan pada gambar 5.5.



Gambar 5.5 Pembebanan pada Balok Penggantung

$$\begin{aligned}
 Vu &= \left(\frac{1}{2} \times Qudl \times L \right) + \left(P \times b / L \right) \\
 &= \left(\frac{1}{2} \times 201,6 \times 2,6 \right) + \left(\frac{5850 \times 1,15}{2,6} \right) \\
 &= 3532,08 \text{ kg} \\
 Mu &= \left(\frac{1}{8} \times Qdl \times L^2 \right) + \left(P \times (a \times b / L) \right) \\
 &= \left(\frac{1}{8} \times 201,6 \times 2,6^2 \right) + \left(5850 \times \left(\frac{1,45 \times 1,15}{2,6} \right) \right) \\
 &= 3919,95 \text{ kgm}
 \end{aligned}$$

2. Balok Penumpu Lift

- Beban Terpusat

$$\begin{aligned}
 P &= (R_2 dl + R_2) \times 2 \\
 &= (262,08 + 2580) \times 2 = 5684,16 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Beban P dimasukkan ke dalam permodelan ETABS, untuk mengetahui gaya dalamnya pada balok penumpu.

5.3.3 Penulangan Balok Penggantung Lift

Dari hasil perhitungan gaya dalam balok yang ditinjau adalah sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 Mu &= 3919,95 \text{ kgm} = 39199500 \text{ Nmm} \\
 d &= 300 - 30 - 13 - (16/2) = 249 \text{ mm} \\
 m &= \frac{fy}{0,85 \times f'c} = \frac{400}{0,85 \times 35} = 13,45
 \end{aligned}$$

$$Mn = \frac{Mu}{\phi} = \frac{39199500}{0,9} = 43555022 \text{ Nmm}$$

$$Rn = \frac{Mn}{b \cdot d^2} = \frac{43555022}{200 \times 249^2} = 3,51$$

$$\begin{aligned} \rho_{perlu} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot Rn \cdot m}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{13,45} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 3,51 \cdot 13,45}{400}} \right) = 0,0094 \end{aligned}$$

$\rho_{perlu} > \rho_{min} = 0,0035$, maka digunakan $\rho = 0,011$

$$\begin{aligned} A_{s_{perlu}} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0094 \times 200 \times 249 \\ &= 466,7 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$n = \frac{A_{s_{perlu}}}{A_s} = \frac{466,7}{201,14} = 2,32 \sim 3 \text{ bh}$$

- Kontrol Momen Kapasitas

$$A_s \text{ tulangan terpasang} = \frac{1}{4} \times \pi \times 16^2 \times 3 = 603,43 \text{ mm}^2$$

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b} = \frac{603,43 \times 400}{0,85 \times 35 \times 200} = 40,57 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \phi Mn &= 0,9 \times A_s \times f_y \times (d - a/2) \\ &= 0,9 \times 603,43 \times 400 \times (249 - 40,57/2) \\ &= 49685106 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi Mn &> Mu \\ 49685106 \text{ Nmm} &> 39199500 \text{ Nmm} \rightarrow \text{OK} \end{aligned}$$

- Kontrol Regangan

$$\beta_1 = 0,85 - 0,05 \times \left(\frac{35 - 28}{7} \right) = 0,8$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{40,57}{0,8} = 50,71 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}\varepsilon_y &= \frac{f_y}{E_s} = \frac{400}{200000} = 0,002 \\ \varepsilon_t &= 0,003 \times \left(\frac{d-c}{c} \right) \\ &= 0,003 \times \left(\frac{249-50,71}{50,71} \right) \\ &= 0,012 > 0.005 \rightarrow \text{terkendali tarik} \\ \varepsilon_t &> \varepsilon_y \rightarrow \text{Tulangan leleh}\end{aligned}$$

- Kontrol Spasi Tulangan

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 21.3.4.2, jarak minimum yang disyaratkan yaitu :

$$\begin{aligned}s &= \frac{bw - 2 \cdot \text{decking} - 2\phi_{\text{sengkang}} - n \cdot \phi_{\text{tul.utama}}}{n-1} \geq 25mm \\ s &= \frac{200 - (2 \times 30) - (2 \times 13) - (3 \times 16)}{3-1} = 33 > 25mm\end{aligned}$$

Jarak tulangan terpasang telah memenuhi syarat. Sehingga dipasang tulangan lentur 3D16 sepanjang balok.

Penulangan Geser

Kekuatan geser yang disediakan beton

$$\begin{aligned}\phi V_c &= \phi 0,17 \lambda \sqrt{f_c} \cdot b_w d \\ &= 0,75 \times 0,17 \times 1 \times \sqrt{35} \times 200 \times 249 \\ &= 37564 \text{ N}\end{aligned}$$

Cek nilai V_u terhadap V_c

$$V_u = 3532,08 \text{ kg} = 35321 \text{ N}$$

$$\frac{1}{2} \phi V_c = \frac{1}{2} \times 37564 = 18782 \text{ N}$$

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 11.4.6.1, karena $\frac{1}{2} \phi V_c < V_u < \phi V_c$, maka hanya dibutuhkan tulangan geser minimum. Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 11.4.5.1, batas spasi untuk tulangan geser tidak boleh melebihi dari :

$$d/2 = 249/2 = 124,5 \text{ mm}$$

Maka, digunakan tulangan transversal D13 – 125 mm sepanjang balok penggantung.

5.4 Desain Tangga

5.4.1 Data Perencanaan

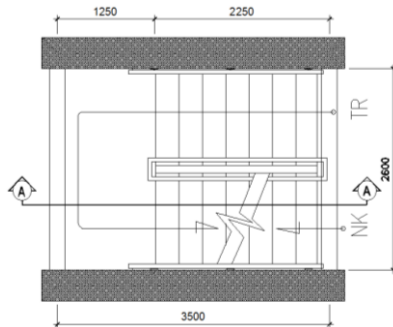
Data-data desain yang dibutuhkan dalam perhitungan tangga adalah sebagai berikut :

- Mutu beton ($f'c$) = 40 MPa
- Kuat tarik (f_y) = 400 MPa
- Tinggi lantai = 320 cm
- Tinggi bordes = 160 cm
- Tinggi tanjakan (t) = 18 cm
- Jumlah tanjakan = 18 cm
- Lebar injakan (i) = 28 cm
- Lebar tangga = 135 cm
- Tebal pelat bordes = 12 cm
- Tebal pelat tangga = 12 cm
- Panjang bordes = 270 cm
- Lebar bordes = 125 cm
- Panjang datar pelat tangga = 225 cm
- Kemiringan (α) = 35,4°

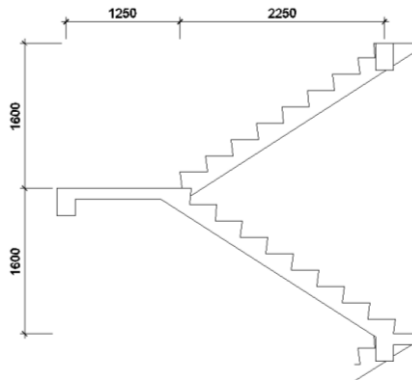
Cek persyaratan dimensi tangga :

- $60 \leq (2t + i) \leq 65$
 $60 \leq ((2 \times 18) + 28) \leq 65$
 $60 \leq 64 \leq 65 \rightarrow \text{OK}$
- $25^\circ \leq \alpha \leq 40^\circ$
 $25^\circ \leq 35,4^\circ \leq 40^\circ \rightarrow \text{OK}$
- Tebal pelat injakan (t_1) = $((28/2) \sin (90-\alpha) + 12$
 $= 11,41 \text{ cm}$
 Tebal pelat (t_2) = 12 cm
 Tebal pelat rata-rata = $0,5 \times t_1 + t_2$
 $= 17,71 \sim 18 \text{ cm}$

Denah dan potongan tangga dapat dilihat pada gambar 5.6 dan 5.7.



Gambar 5.6 Denah Tangga



Gambar 5.7 Potongan Memanjang Tangga

5.4.2 Pembebanan Tangga

Beban-beban yang bekerja pada tangga sesuai SNI 1727-2013. Pelat tangga maupun pelat bordes direncanakan menerima beban mati dan beban hidup dengan kombinasi pembebanan sesuai dengan SNI 2847-2013 pasal 9.2.1.

1. Pelat Tangga

- Beban Mati (D)

$$\text{Berat Sendiri} = \frac{0,18 \times 2400}{\cos 35,4^\circ} = 530 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Spesi (2 cm)} = 42 \text{ kg/m}^2$$

$$\begin{aligned}
 \text{Tegel (1 cm)} &= 24 \text{ kg/m}^2 \\
 \text{Railing} &= 30 \text{ kg/m}^2 \\
 qD &= 626 \text{ kg/m}^2
 \end{aligned}$$

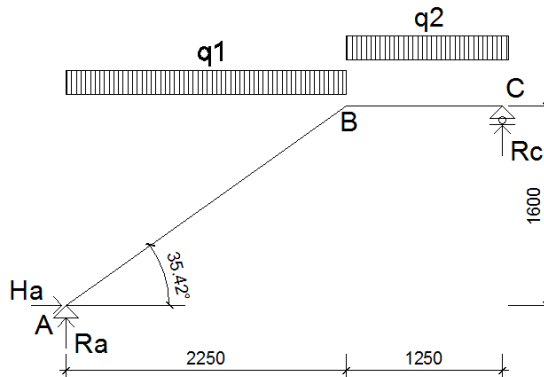
- Beban Hidup (L)
 $qL = 479 \text{ kg/m}^2$
- Kombinasi Pembebanan
 $Qu_1 = 1,2 qD + 1,6 qL$
 $= (1,2 \times 626) + (1,6 \times 479)$
 $= 1518 \text{ kg/m}^2$

2. Pelat Bordes

- Beban Mati (D)
 $\text{Berat Sendiri} = 0,12 \times 2400 = 288 \text{ kg/m}^2$
 $\text{Spesi (2 cm)} = 42 \text{ kg/m}^2$
 $\text{Tegel (1 cm)} = 24 \text{ kg/m}^2$
 $\text{Railing} = 30 \text{ kg/m}^2$
 $qD = 384 \text{ kg/m}^2$
- Beban Hidup (L)
 $qL = 479 \text{ kg/m}^2$
- Kombinasi Pembebanan
 $Qu_2 = 1,2 qD + 1,6 qL$
 $= (1,2 \times 384) + (1,6 \times 479)$
 $= 1227 \text{ kg/m}^2$

5.4.3 Analisis Struktur Tangga

Pada proses analisis struktur tangga, perhitungan dengan menggunakan mekanika teknik statis dengan permisalan tumpuan sendi-rol. Pembebanan tangga seperti pada gambar 4.24.



Gambar 5.8 Permodelan Struktur Tangga

$$P \text{ anak tangga } (P_1) = 1518 \times 2,25 = 3414 \text{ kg}$$

$$P \text{ bordes } (P_2) = 1227 \times 1,25 = 1534 \text{ kg}$$

1. Reaksi pada Tangga

$$\Sigma M_c = 0$$

$$(R_a \times 3,5) - (1534 \times 0,625) - (3414 \times 2,375) = 0$$

$$R_a = \frac{9067}{3,5} = 2591 \text{ kg}$$

$$\Sigma M_a = 0$$

$$(R_c \times 3,5) - (1534 \times 2,875) - (3414 \times 1,125) = 0$$

$$R_c = \frac{8251}{3,5} = 2357 \text{ kg}$$

$$\text{Kontrol } \Sigma V = 0$$

$$2591 + 2357 - 1534 - 3414 = 0 \rightarrow \text{OK}$$

2. Gaya Dalam pada Tangga

- Bentang B-C

Bidang N

$$N_{bc} = 0$$

Bidang D

$$D_c = R_c = 2357 \text{ kg}$$

$$D_b \text{ ka} = R_c - (q_2 \times 1,25)$$

$$= 2357 - (1227 \times 1,25)$$

$$= 824 \text{ kg}$$

Bidang M

$$Mc = 0$$

$$Mb \text{ ka} = M \text{ maks} \rightarrow Dx_1 = 0$$

$$M \text{ maks} = (Rc \times 1,25) - (0,5 \times q_2 \times 1,25^2)$$

$$= (2357 \times 1,25) - (0,5 \times 1227 \times 1,25^2)$$

$$= 1988 \text{ kgm}$$

• Bentang A-B

Bidang N

$$\text{Sin} \alpha = 0,579$$

$$Na = Ra \times \text{sin} \alpha + Ha \text{ Cos} \alpha$$

$$= 2591 \times 0,579 + 0$$

$$= -1501 \text{ kg}$$

$$Nb = Na + (q_1 \times \text{sin} \alpha \times L)$$

$$= -1501 + (1588 \times 0,579 \times 2,25)$$

$$= 477 \text{ kg}$$

Bidang D

$$Da = Ra \text{ Cos} \alpha + Ha \text{ Sin} \alpha$$

$$= 2591 \times 0,815 + 0$$

$$= 2112 \text{ kg}$$

$$Db \text{ ki} = Da - (q_1 \times \text{Cos} \alpha \times L)$$

$$= 2112 - (1588 \times 0,815 \times 2,25)$$

$$= -671 \text{ kg}$$

Bidang M

$$Ma = 0$$

$$Mb \text{ ki} = (Ra \times 2,25) - (0,5 \times q_1 \times 2,25^2)$$

$$= (2591 \times 2,25) - (0,5 \times 1588 \times 2,25^2)$$

$$= 1988 \text{ kgm}$$

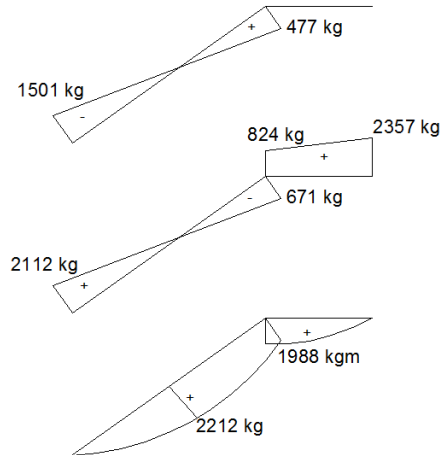
$$M \text{ maks} \rightarrow Dx_1 = 0$$

$$Ra - (q_1 \cdot x_1) = 0$$

$$x_1 = \frac{2591}{1588} = 1,71 \text{ m}$$

$$M \text{ maks} = (Ra \times 1,71) - (0,5 \times q_1 \times 1,7^2)$$

$$\begin{aligned}
 &= (2591 \times 1,71) - (0,5 \times 1588 \times 1,71^2) \\
 &= 2212 \text{ kgm}
 \end{aligned}$$



Gambar 5.9 Gaya Dalam pada Tangga

5.4.4 Penulangan Tangga

1. Pelat Dasar Anak Tangga

Tebal pelat (t) = 120 mm

Selimut beton = 20 mm

b = 1000 mm

Diameter tul. = 13 mm

d = $120 - 20 - (13/2) = 93,5$ mm

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f'_c} = \frac{400}{0,85 \times 40} = 11,76$$

$$Mn = \frac{Mu}{\phi} = \frac{2212}{0,9} = 2457 \text{ kgm}$$

$$Rn = \frac{Mn}{b.d^2} = \frac{2457}{1000 \times 93,5^2} = 2,81$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot Rn \cdot m}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{11,76} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 2,81 \cdot 11,76}{400}} \right) = 0,0073$$

$$\begin{aligned} A_{s \text{ perlu}} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0073 \times 1000 \times 93,5 \\ &= 686,73 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- Tulangan Utama

$$\text{Diameter tul.} = 13 \text{ mm} \rightarrow A_s = 132,7 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Jumlah tulangan} &= \frac{A_{s \text{ perlu}}}{A_s} \\ &= \frac{686,73}{132,7} = 5,17 \sim 6 \text{ bh} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Jarak antar tulangan} &= \frac{b}{n} = \frac{1000}{6} = 166,7 \text{ mm} \\ &\sim 150 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Kontrol Jarak Spasi Tulangan

$$\begin{aligned} S_{\text{maks}} &\leq 2h \\ 150 &\leq 2 \times 120 = 240 \rightarrow \text{OK} \end{aligned}$$

- Tulangan Pembagi

$$\text{Tulangan polos} = 8 \text{ mm} \rightarrow A_s = 50,29 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} A_{s \text{ perlu}} &= 20\% \times A_s \text{ tulangan utama} \\ &= 137,35 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Jumlah tulangan} &= \frac{A_{s \text{ perlu}}}{A_s} \\ &= \frac{137,35}{50,29} = 2,73 \sim 3 \text{ bh} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Jarak antar tulangan} &= \frac{b}{n} = \frac{1000}{3} = 333 \text{ mm} \\ &\sim 200 \text{ mm} \end{aligned}$$

2. Pelat Bordes

$$\text{Tebal Pelat} = 120 \text{ mm}$$

$$\text{Selimut Beton} = 20 \text{ mm}$$

$$b = 1000 \text{ mm}$$

$$\text{Diameter tul.} = 13 \text{ mm} \rightarrow A_s = 132,7 \text{ mm}^2$$

$$d = 120 - 20 - (13/2) = 93,5 \text{ mm}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f'_c} = \frac{400}{0,85 \times 40} = 11,76$$

$$M_n = \frac{Mu}{\phi} = \frac{1988}{0,9} = 2209 \text{ kgm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{2209}{1000 \times 93,5^2} = 2,53$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n \cdot m}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{11,76} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 2,53 \cdot 11,76}{400}} \right) = 0,0066 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{s \text{ perlu}} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0066 \times 1000 \times 93,5 \\ &= 614,42 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

• Tulangan Utama

$$\text{Diameter tul.} = 13 \text{ mm} \rightarrow A_s = 132,7 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Jumlah tulangan} &= \frac{A_{s \text{ perlu}}}{A_s} \\ &= \frac{614,42}{132,7} = 4,63 \sim 5 \text{ bh} \end{aligned}$$

$$\text{Jarak antar tulangan} = \frac{b}{n} = \frac{1000}{5} = 200 \text{ mm}$$

• Kontrol Jarak Spasi Tulangan

$$S_{\text{maks}} \leq 2h$$

$$200 \leq 2 \times 120 = 240 \rightarrow \text{OK}$$

- Tulangan Pembagi

$$\text{Tulangan polos} = 8 \text{ mm} \rightarrow A_s = 50,29 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} A_{s \text{ perlu}} &= 20\% \times A_s \text{ tulangan utama} \\ &= 122,88 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Jumlah tulangan} &= \frac{A_{s \text{ perlu}}}{A_s} \\ &= \frac{122,88}{50,29} = 2,45 \sim 3 \text{ bh} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Jarak antar tulangan} &= \frac{b}{n} = \frac{1000}{3} = 333 \text{ mm} \\ &\sim 200 \text{ mm} \end{aligned}$$

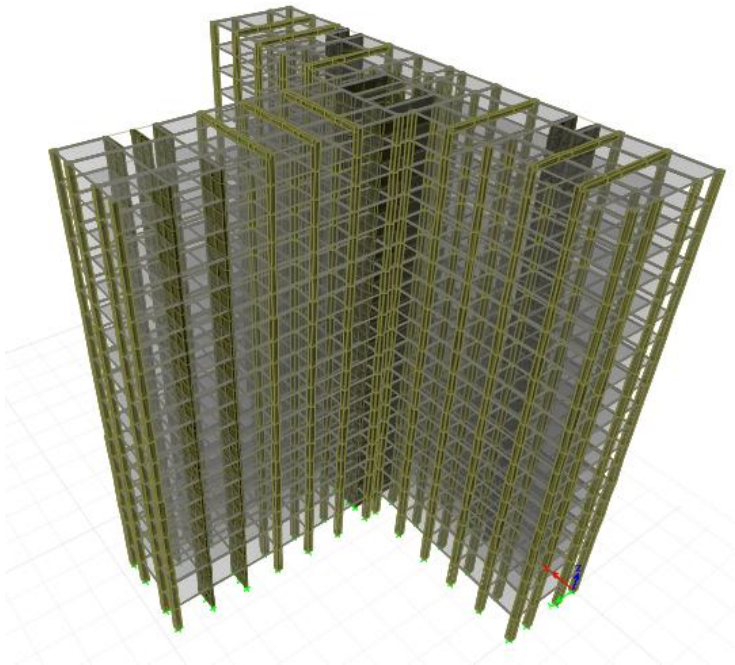
Halaman ini sengaja dikosongkan

BAB VI

ANALISIS STRUKTUR

6.1 Permodelan Struktur

Perencanaan struktur gedung ini dimodelkan terlebih dahulu sebagai sistem ganda, yaitu suatu gedung dengan asumsi bahwa struktur memiliki rangka ruang pemikul beban gravitasi secara lengkap. Beban lateral dipikul rangka pemikul momen setidaknya 25% dari beban dasar geser nominal dan sisanya dipikul oleh dinding geser. Permodelan struktur ini dapat dilihat pada gambar 6.1.



Gambar 6.1 Permodelan Struktur Gedung *Elpis Residence*
Menggunakan Program *ETABS 2013*

6.2 Pembebanan Struktur

Sebelum melakukan analisis struktur dengan program bantu *ETABS*, perlu dilakukan perhitungan beban yang hasilnya akan digunakan sebagai data input ke program *ETABS*. Beban-beban tersebut meliputi beban mati, beban hidup, dan beban gempa.

6.2.1 Beban Mati

Beban mati terdiri dari berat sendiri elemen struktur dan berat sendiri tambahan. Berat sendiri dari elemen struktur (*Self Weight*) dihitung secara otomatis oleh program bantu *ETABS*. Sementara untuk berat sendiri tambahan (*Superimposed Dead Load*) terdiri atas beban merata pada pelat serta berat dinding.

6.2.2 Beban Hidup

Berdasarkan SNI 1727-2012 Tabel 4-1, beban hidup diambil sebesar $1,92 \text{ kN/m}^2$ untuk pelat lantai apartemen/hotel, $4,79 \text{ kN/m}^2$ untuk pelat *convention hall*, dan $4,79 \text{ kN/m}^2$ untuk pelat atap karena penggunaan sebagai taman.

6.2.3 Analisis Beban Gempa Dinamis

Desain beban gempa dengan mengacu pada SNI 1726-2012. Dalam permodelan di dalam program bantu, permodelan gempa dinamis arah x dan arah y ditambahkan faktor eksentrisitas akibat bangunan tidak simetris sebesar 5%. Beban gempa rencana dicek terhadap kontrol waktu getar alami fundamental (*T*), gaya geser dasar (*base shear*), sistem ganda, simpangan (*drift*), dan partisipasi massa.

6.2.3.1 Kategori Resiko Bangunan

Fungsi bangunan adalah gedung apartemen sehingga didapatkan kategori resiko seperti yang ditunjukkan pada tabel 1 SNI 1726-2012 yaitu kategori resiko II.

6.2.3.2 Faktor Keutamaan Gempa (I_e)

Faktor keutamaan gempa didapatkan berdasarkan kategori resiko yang telah didapatkan pada langkah 1. Seperti yang ditunjukkan tabel 2 SNI 1726-2012, nilainya sebesar 1,0.

6.2.3.3 Klasifikasi Situs

Berdasarkan SNI 1726-2012 Pasal 5.1, penentuan klasifikasi situs dilakukan dengan menentukan tahanan penetrasi rata-rata (\tilde{N}) seperti yang ditunjukkan pada tabel 6.1.

Tabel 6.1 Analisis Data N-SPT

Nspt	Depth	di/Ni	Nspt	Depth	di/Ni
0	0.00	0.00	41	26.00	0.05
6	2.00	0.33	50	28.00	0.04
4	4.00	0.50	37	30.00	0.05
6	6.00	0.33	18	32.00	0.11
8	8.00	0.25	25	34.00	0.08
4	10.00	0.50	25	36.00	0.08
13	12.00	0.15	30	38.00	0.07
17	14.00	0.12	25	40.00	0.08
15	16.00	0.13	27	42.00	0.07
25	18.00	0.08	30	44.00	0.07
25	20.00	0.08	50	46.00	0.04
50	22.00	0.04	45	48.00	0.04
29	24.00	0.07	50	50.00	0.04
			Total	50.00	3.42

$$\tilde{N} = \frac{50}{3,42} = 14,64 < 15 \rightarrow \text{Termasuk dalam klasifikasi}$$

situs tanah lunak (SE).

6.2.3.4 Parameter Percepatan Tanah (S_s, S_I)

Berdasarkan peta gempa pada SNI 1726-2012, dengan lokasi gedung berada di wilayah Jakarta didapatkan :

$$S_s (0,7-0,8g) = 0,7 g$$

$$S_I (0,25-0,3g) = 0,3 g$$

6.2.3.5 Koefisien Lokasi F_a dan F_v

Berdasarkan tabel 4 pada SNI 1726-2012 serta menggunakan parameter S_s dan klasifikasi situs tanah lunak (SE), maka didapat nilai F_a sebesar 1,2.

Berdasarkan tabel 5 pada SNI 1726-2012 serta menggunakan parameter S_I dan klasifikasi situs tanah lunak (SE), maka didapat nilai F_v sebesar 2,8.

6.2.3.6 Nilai S_{MS} dan S_{MI}

Berdasarkan SNI 1726-2012 Pasal 6.2, dengan menggunakan parameter F_a dan F_v pada langkah 5 serta nilai S_s dan S_I , maka didapatkan :

$$S_{MS} = F_a \times S_s = 1,2 \times 0,75 = 0,09$$

$$S_{MI} = F_v \times S_I = 2,8 \times 0,3 = 0,84$$

6.2.3.7 Parameter Percepatan Spektrum Desain (S_{DS} dan S_{DI})

Berdasarkan SNI 1726-2012 Pasal 6.3, maka didapatkan :

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} = \frac{2}{3} \times 0,09 = 0,6$$

$$S_{DI} = \frac{2}{3} S_{MI} = \frac{2}{3} \times 0,84 = 0,56$$

6.2.3.8 Kategori Desain Seismik

Berdasarkan table 6 dan table 7 pada SNI 1726-2012 serta menggunakan parameter S_{DS} dan S_{DI} , maka pemilihan kategori desain seismik gedung Elpis Residence masuk dalam kategori D.

6.2.3.9 Sistem Penahan Gempa

Berdasarkan table 9 pada SNI 1726-2012, sistem struktur gedung Elpis Residence akan didesain menggunakan tipe D.3 yaitu sistem ganda dengan sistem rangka pemikul momen khusus. Dari tabel tersebut juga didapat nilai-nilai sebagai berikut :

$$R^a \text{ (Koefisien Modifikasi Respon)} = 7,5$$

$$\Omega_o^s \text{ (Faktor Kuat Lebih Sistem)} = 2,5$$

$$C_d^b \text{ (Faktor Pembesaran Defleksi)} = 5,5$$

6.3 Kontrol Desain

6.3.1 Kontrol Waktu Getar Alami Fundamental (T)

Berdasarkan SNI 1726-2012 Pasal 7.8.2, penentuan periode fundamental struktur (T) diijinkan secara langsung menggunakan periode bangunan pendekatan (T_a) yang dihitung sesuai Pasal 7.8.2.1, dimana T_a untuk struktur dinding geser beton diijinkan ditentukan dari persamaan :

$$T_a = \frac{0,0062h_n}{\sqrt{C_w}}$$

$$C_w = \frac{100}{A_b} \sum_i^x \left(\frac{h_n}{h_i} \right)^2 \frac{A_i}{\left[1 + 0,83 \left(\frac{h_i}{D_i} \right)^2 \right]}$$

Dimana :

h_n : ketinggian struktur (m)

A_b : Luas dasar struktur (m²)

A_i : Luas badan dinding geser "i"

D_i : Panjang dinding geser "i"

h_i : Tinggi dinding geser "i"

x : Jumlah dinding geser dalam bangunan yang efektif dalam menahan gaya lateral dalam arah yang ditinjau

$$C_{wx} = \frac{100}{1339} x \left[5x \left(\frac{63,9}{63,9} \right)^2 \frac{25,56}{\left[1 + 0,83 \left(\frac{63,9}{3,5} \right)^2 \right]} + 4x \left(\frac{63,9}{63,9} \right)^2 \frac{25,56}{\left[1 + 0,83 \left(\frac{63,9}{3} \right)^2 \right]} \right]$$

$$= 0,055$$

$$C_{wy} = \frac{100}{1339} x \left[4x \left(\frac{63,9}{63,9} \right)^2 \frac{25,56}{\left[1 + 0,83 \left(\frac{63,9}{3,5} \right)^2 \right]} + 2x \left(\frac{63,9}{63,9} \right)^2 \frac{25,56}{\left[1 + 0,83 \left(\frac{63,9}{7,5} \right)^2 \right]} \right]$$

$$= 0,09$$

$$T_{ax} = \frac{0,0062 \times 63,9}{\sqrt{0,055}} = 1,696 \text{ detik}$$

$$T_{ay} = \frac{0,0062 \times 63,9}{\sqrt{0,09}} = 1,322 \text{ detik}$$

Periode fundamental struktur (T), tidak boleh melebihi batas atas periode struktur didapatkan dengan mengalikan nilai periode fundamental perkiraan dengan koefisien C_u .

$$S_{DI} = 0,56 > 0,4 \rightarrow C_u = 1,4$$

$$C_u \times T_{ax} = 1,4 \times 1,696 = 2,37 \text{ detik}$$

$$C_u \times T_{ay} = 1,4 \times 1,322 = 1,85 \text{ detik}$$

Nilai T yang didapat dari permodelan ETABS yang telah diinput gaya gempa dinamik ditunjukkan pada tabel 6.2.

Tabel 6.2 Modal Periode dan Frekuensi

Case	Mode	Period
		sec
Modal	1	1.723
Modal	2	1.593
Modal	3	1.439
Modal	4	0.541
Modal	5	0.51
Modal	6	0.409
Modal	7	0.29
Modal	8	0.254
Modal	9	0.195
Modal	10	0.184
Modal	11	0.15
Modal	12	0.13
Modal	13	0.119
Modal	14	0.1
Modal	15	0.097
Modal	16	0.084
Modal	17	0.077
Modal	18	0.071
Modal	19	0.064

Nilai T terbesar yang didapat dari analisis ETABS sebesar 1,722 detik untuk arah x dan 1,593 untuk arah y.

$$T_{ax} < T < T_{Cu\ ax}$$

$$1,696 < 1,723 < 2,37 \rightarrow \text{OK}$$

$$T_{ay} < T < T_{Cu\ ay}$$

$$1,322 < 1,593 < 1,85 \rightarrow \text{OK}$$

6.3.2 Respon Spektrum Desain

Berdasarkan SNI 1726-2012 Pasal 6.4, kurva respon spektrum harus mengikuti ketentuan berikut :

$$T_0 = \frac{0,2S_{D1}}{S_{DS}} = \frac{0,2 \times 0,56}{0,6} = 0,19 \text{ detik}$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = \frac{0,56}{0,6} = 0,93 \text{ detik}$$

Untuk perioda yang lebih kecil dari T_0 , spektrum respon percepatan desain (S_a), ditentukan dengan perumusan :

$$\begin{aligned} S_a &= S_{DS} \left(0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right) \\ &= 0,6 \left(0,4 + 0,6 \frac{0}{0,19} \right) = 0,24 \text{ detik} \end{aligned}$$

Untuk perioda yang lebih besar atau sama dengan T_0 dan lebih kecil atau sama dengan T_s , spektrum respon percepatan desain (S_a) = S_{DS} = 0,6 detik.

Untuk perioda yang lebih besar dari T_s , spektrum respon percepatan desain (S_a) ditentukan dengan perumusan :

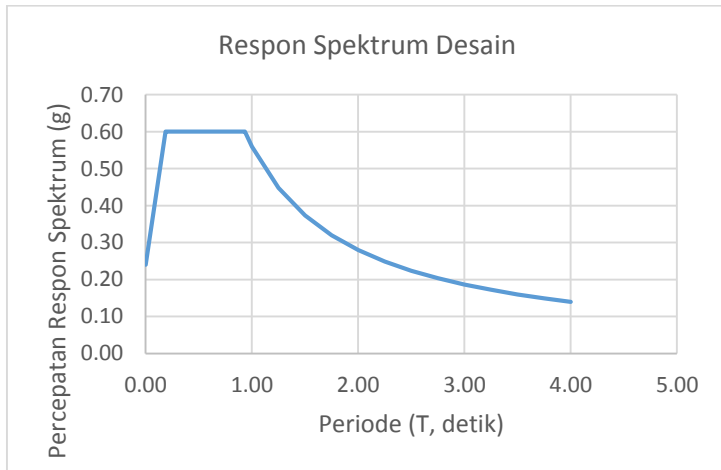
$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} = \frac{0,56}{1} = 0,56 \text{ detik}$$

Hasil perhitungan tersebut dapat ditunjukkan pada tabel 6.3.

Tabel 6.3 Perhitungan Spektrum Desain

T	S_a
0.00	0.24
0.19	0.60
0.93	0.60
1.00	0.56
1.25	0.45
1.50	0.37
1.75	0.32
2.00	0.28
2.25	0.25
2.50	0.22
2.75	0.20
3.00	0.19
3.25	0.17
3.50	0.16
3.75	0.15
4.00	0.14

Dari data yang diperoleh di atas, didapatkan grafik respon spektrum desain seperti gambar 6.2.



Gambar 6.2 Grafik Respon Spektrum Desain

6.3.3 Kontrol Gaya Geser Dasar (*Base Shear*)

Berdasarkan SNI 1726-2012 Pasal 7.8.1.1, koefisien respon seismic (C_s) ditentukan dengan perumusan :

$$C_s = \frac{S_{DS}}{R/I_e} = \frac{0,6}{7/1} = 0,086$$

Nilai tersebut tidak perlu melebihi dari :

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T \times (R/I_e)} = \frac{0,56}{1,722 \times (7/1)} = 0,054$$

Dan tidak boleh kurang dari :

$$\begin{aligned} C_s &= 0,044 \times S_{DS} \times I_e && \geq 0,01 \\ &= 0,044 \times 0,6 \times 1 && \geq 0,01 \\ &= 0,026 && \geq 0,01 \end{aligned}$$

Maka, diambil nilai $C_s = 0,054$

Berdasarkan SNI 1726-2012 Pasal 7.8.1, penentuan gaya geser dasar seismic (V) dicari dengan perumusan $V = C_s \times W$, dengan berat struktur diambil dari software *ETABS* yang ditunjukkan pada tabel 6.4.

Tabel 6.4 Berat Struktur Gedung *Elpis Residence*

Story	UX
	kg
Story19	956363
Story18	1118132
Story17	1143016
Story16	1143016
Story15	1143016
Story14	1143016
Story13	1169481
Story12	1203426
Story11	1203426
Story10	1203426
Story9	1203426
Story8	1203426
Story7	1235114
Story6	1274282
Story5	1274282
Story4	1274282
Story3	1274282
Story2	1418829
Story1	1523224
Base	361368
Total	23468834

Maka, didapat nilai $V_{statik} = C_s \times W = 0,054 \times 234688$
 $= 1268586 \text{ kg}$
 $= 12685,86 \text{ kN}$

Berdasarkan SNI 1726-2012 Pasal 7.9.4.1, jika kombinasi respons untuk geser dasar ragam (V_t) lebih kecil 85 persen dari geser dasar yang dihitung (V) menggunakan prosedur gaya lateral ekuivalen, maka gaya harus dikalikan dengan $0,85V/V_t$. Dari hasil analisa struktur menggunakan program bantu Etabs didapatkan gaya geser dasar ragam (V_t) seperti yang ditunjukkan pada tabel 6.5.

Tabel 6.5 Reaksi Beban Gempa Arah X dan Y

<i>Load Case/Combo</i>	<i>FX</i>	<i>FY</i>
	kN	kN
<i>Respon Spektrum X Max</i>	25011.94	7243.31
<i>Respon Spektrum Y Max</i>	7503.74	24143.82

Untuk arah x,

$$V_{xt} > 0,85V_{statik}$$

$$25011.94 \text{ kN} > 0,85 \times 12685,86 \text{ kN}$$

$$25011.94 \text{ kN} > 10782,98 \text{ kN} \rightarrow \text{OK}$$

Untuk arah y,

$$V_{yt} > 0,85V_{statik}$$

$$24143.82 \text{ kN} > 0,85 \times 12685,86$$

$$24143.82 \text{ kN} > 10782,98 \text{ kN} \rightarrow \text{OK}$$

Ternyata dari hasil analisis struktur tersebut telah memenuhi persyaratan SNI 1726-2012 Pasal 7.9.4.1. Selanjutnya geser dasar ragam hasil analisis struktur tersebut akan digunakan sebagai beban gempa desain.

6.3.4 Kontrol Simpangan antar Lantai (Drift)

Kinerja batas layan struktur gedung sangat ditentukan oleh simpangan antar tingkat akibat pengaruh gaya gempa rencana. Berdasarkan SNI 1726-2012 Pasal 7.8.6, penentuan simpangan antar lantai didapat dari perumusan :

$$\delta x = \frac{Cdx\delta w}{I}$$

Dimana :

δx : Defleksi pada lantai ke- x

Cd : Faktor pembesaran defleksi

I : Faktor keutamaan gedung

Berdasarkan SNI 1726-2012 Pasal 7.12.1, simpangan ijin antar lantai dibatasi dengan perumusan seperti yang ditunjukkan pada tabel 6.6.

Tabel 6.6 Simpangan Ijin Lantai

Lantai	h_{sx}	$\Delta a = 0.02 \times h_{sx}$
	mm	mm
Lantai 3 – 19	3200	64
Lantai 2	5000	100
Lantai 1	4500	90

Kontrol simpangan (*drift*) struktur tiap lantai ditunjukkan pada tabel 6.7 dan 6.8.

Tabel 6.7 Kontrol Kinerja Batas Struktur Akibat Beban
Gempa Dinamik Arah X

Story	<i>X-Dir</i>	<i>Drift</i>	δx	<i>Drift</i>	<i>Syarat Drift</i>	Keterangan
	mm	(Δs)		(ΔM)	mm	
Story19	125.70	2.70	691.35	14.85	64.00	OK
Story18	123.00	3.00	676.50	16.50	64.00	OK
Story17	120.00	3.60	660.00	19.80	64.00	OK
Story16	116.40	4.20	640.20	23.10	64.00	OK
Story15	112.20	4.80	617.10	26.40	64.00	OK
Story14	107.40	5.40	590.70	29.70	64.00	OK
Story13	102.00	5.70	561.00	31.35	64.00	OK
Story12	96.30	6.30	529.65	34.65	64.00	OK
Story11	90.00	6.70	495.00	36.85	64.00	OK
Story10	83.30	7.20	458.15	39.60	64.00	OK
Story9	76.10	7.60	418.55	41.80	64.00	OK
Story8	68.50	7.90	376.75	43.45	64.00	OK
Story7	60.60	7.80	333.30	42.90	64.00	OK
Story6	52.80	8.10	290.40	44.55	64.00	OK
Story5	44.70	8.20	245.85	45.10	64.00	OK
Story4	36.50	8.30	200.75	45.65	64.00	OK
Story3	28.20	8.20	155.10	45.10	64.00	OK
Story2	20.00	12.40	110.00	68.20	100.00	OK
Story1	7.60	7.60	41.80	41.80	90.00	OK

Tabel 6.8 Kontrol Kinerja Batas Struktur Akibat Beban
Gempa Dinamik Arah Y

Story	Y-Dir	Drift	δx	Drift	Syarat Drift	Keterangan
	mm	Δs		ΔM	mm	
Story19	108.70	4.80	597.85	26.40	64.00	OK
Story18	103.90	5.00	571.45	27.50	64.00	OK
Story17	98.90	5.20	543.95	28.60	64.00	OK
Story16	93.70	5.50	515.35	30.25	64.00	OK
Story15	88.20	5.70	485.10	31.35	64.00	OK
Story14	82.50	5.90	453.75	32.45	64.00	OK
Story13	76.60	6.10	421.30	33.55	64.00	OK
Story12	70.50	6.30	387.75	34.65	64.00	OK
Story11	64.20	6.40	353.10	35.20	64.00	OK
Story10	57.80	6.50	317.90	35.75	64.00	OK
Story9	51.30	6.60	282.15	36.30	64.00	OK
Story8	44.70	6.50	245.85	35.75	64.00	OK
Story7	38.20	6.30	210.10	34.65	64.00	OK
Story6	31.90	6.20	175.45	34.10	64.00	OK
Story5	25.70	5.80	141.35	31.90	64.00	OK
Story4	19.90	5.40	109.45	29.70	64.00	OK
Story3	14.50	4.90	79.75	26.95	64.00	OK
Story2	9.60	6.30	52.80	34.65	100.00	OK
Story1	3.30	3.30	18.15	18.15	90.00	OK

6.3.5 Kontrol Sistem Ganda

Berdasarkan SNI 1726-2012, sistem rangka pemikul momen pada sistem ganda ini harus mampu menahan minimum 25% beban lateral total yang bekerja pada struktur gedung,

sedangkan sistem dinding geser menahan 75% gaya lateral tersebut.

Kemampuan dari rangka dan dinding geser dalam menyerap beban lateral akibat gempa tersebut dapat ditunjukkan pada tabel 6.9.

Tabel 6.9 Kontrol Sistem Ganda

No	Kombinasi	Prosentase dalam Menahan Gempa (%)			
		F_x		F_y	
		SRPM	<i>Shear Wall</i>	SRPM	<i>Shear Wall</i>
1	0.9D \pm 1RSP X (max)	28.01%	71.99%	26.29%	73.71%
2	0.9D \pm 1RSP X (min)	27.52%	72.48%	26.50%	73.50%
3	0.9D \pm 1RSP Y (max)	26.46%	73.54%	25.20%	74.80%
4	0.9D \pm 1RSP Y (min)	27.67%	72.33%	25.33%	74.67%
5	0.9D + 1L \pm 1RSP X (max)	27.58%	72.42%	26.21%	73.79%
6	0.9D + 1L \pm 1RSP X (min)	27.95%	72.05%	26.57%	73.43%
7	0.9D + 1L \pm 1RSP Y (max)	25.54%	74.46%	25.16%	74.84%
8	0.9D + 1L \pm 1RSP Y (min)	28.59%	71.41%	25.37%	74.63%

Seperti yang ditunjukkan pada tabel 6.9, presentase rangka pemikul momen untuk semua kombinasi pembebanan nilainya lebih besar dari 25%, sehingga konfigurasi struktur gedung telah memenuhi syarat *Dual System*.

6.3.6 Kontrol Partisipasi Massa

Berdasarkan SNI 1726-2012 Pasal 7.9.1, jumlah ragam vibrasi / mode shape yang ditinjau dalam penjumlahan respons ragam harus diatur sedemikian rupa untuk menghasilkan respons total mencapai sekurang-kurangnya 90%.

Tabel 6.10 Modal Participating Mass Ratio

<i>Case</i>	<i>Mode</i>	<i>Period</i>	<i>Sum UX</i>	<i>Sum UY</i>
		<i>sec</i>		
Modal	1.00	1.722	5.41%	0.00%
Modal	2.00	1.593	78.14%	0.00%
Modal	3.00	1.439	78.14%	72.48%
Modal	4.00	0.541	79.19%	72.48%
Modal	5.00	0.51	89.77%	72.48%
Modal	6.00	0.409	89.77%	88.48%
Modal	7.00	0.29	91.19%	88.48%
Modal	8.00	0.254	93.86%	88.48%
Modal	9.00	0.195	93.86%	93.95%
Modal	10.00	0.184	94.67%	93.95%
Modal	11.00	0.15	95.91%	93.95%
Modal	12.00	0.13	96.42%	93.95%
Modal	13.00	0.119	96.42%	96.28%
Modal	14.00	0.1	97.19%	96.28%
Modal	15.00	0.097	97.50%	96.28%
Modal	16.00	0.084	97.50%	97.50%
Modal	17.00	0.077	97.87%	97.50%
Modal	18.00	0.071	98.29%	97.50%
Modal	19.00	0.064	98.29%	98.29%

Dari tabel 6.10, didapatkan bahwa dalam penjumlahan respons ragam menghasilkan respons total telah mencapai 90% untuk arah X dan Y.

Halaman ini sengaja dikosongkan

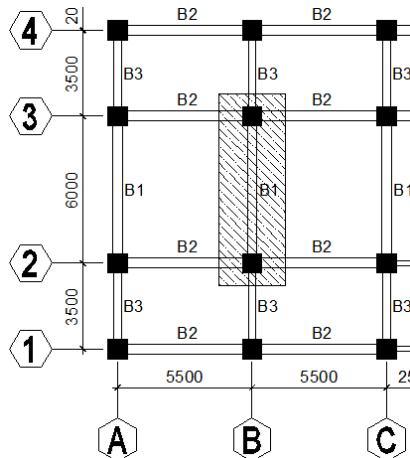
BAB VII DESAIN STRUKTUR PRIMER

7.1 Struktur Primer

Komponen struktur primer yang akan direncanakan terdiri dari balok, kolom, dan dinding geser, serta hubungan balok-kolom. Hasil dari permodelan struktur melalui program *ETABS* akan didapatkan gaya dalam yang selanjutnya akan digunakan untuk perhitungan tulangan struktur primer.

7.2 Desain Balok Induk

Balok induk merupakan struktur utama yang memikul beban struktur sekunder dan meneruskan beban tersebut ke kolom. Dalam contoh perhitungan balok berikut ini akan direncanakan balok induk dengan dimensi 400/600 mm dengan bentang 6 m seperti yang ditunjukkan pada gambar 7.1.



Gambar 7.1 Lokasi Balok Induk 400/600 mm

7.2.1 Data Perencanaan

Data-data desain yang dibutuhkan dalam perhitungan balok induk BI-1 As 6; G'-I adalah sebagai berikut :

Dimensi Balok	: 400/600 mm
Bentang Balok	: 6 m
Mutu Beton (f'_c)	: 35 MPa
Selimut beton	: 40 mm
Diameter Tul. Utama	: 22 mm
Diameter Tul. Senggang	: 13 mm
Kuat Tarik (f_y)	: 400 MPa

7.2.2 Penulangan Lentur

Dari hasil permodelan *ETABS* didapatkan momen envelope dari beberapa kombinasi pada balok yang ditinjau seperti yang ditunjukkan pada tabel 7.1.

Tabel 7.1 Momen Envelope Balok BI-1

Lokasi	Mu (KNm)	
Interior Span	Tumpuan	-419.76
		276.61
	Lapangan	189.66
	Tumpuan	-417.22
		279.15

Daerah Tumpuan

$$Mn = \frac{Mu}{\phi} = \frac{419760000}{0,9} = 466396667 \text{ Nmm}$$

$$\begin{aligned} d &= h - \text{decking} - \emptyset \text{ senggang} - \frac{1}{2} \emptyset \text{ tul.utama} \\ &= 600 - 40 - 13 - \frac{1}{2} (22) \\ &= 536 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$Rn = \frac{Mn}{bxd^2} = \frac{466396667}{400 \times 536^2} = 4,06 \text{ MPa}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85f'_c} = \frac{400}{0,85 \times 35} = 13,45$$

$$\begin{aligned}\rho_{perlu} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot Rn \cdot m}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{13,45} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 4,06 \times 13,45}{400}} \right) = 0,011\end{aligned}$$

$\rho_{perlu} > \rho_{min} 0,0035$, maka digunakan $\rho = 0,011$

$$\begin{aligned}As_{perlu} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,011 \times 400 \times 536 \\ &= 2348,26 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$n = \frac{As_{perlu}}{As} = \frac{2348,26}{380,13} = 6,18 \sim 7 \text{ bh}$$

- Kontrol Momen Kapasitas

$$As \text{ tulangan terpasang} = \frac{1}{4} \times \pi \times 22^2 \times 7 = 2659,58 \text{ mm}^2$$

$$a = \frac{As \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b} = \frac{2659,58 \times 400}{0,85 \times 35 \times 400} = 89,4 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}\phi Mn &= 0,9 \times As \times f_y \times (d - a/2) \\ &= 0,9 \times 2659,58 \times 400 \times (536 - 89,4/2) \\ &= 470400000 \text{ Nmm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\phi Mn &> Mu \\ 470400000 \text{ Nmm} &> 419760000 \text{ Nmm} \rightarrow \text{OK}\end{aligned}$$

- Kontrol Regangan

$$\beta_1 = 0,85 - 0,05 \times \left(\frac{35 - 28}{7} \right) = 0,8$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{89,4}{0,8} = 111,75 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{400}{200000} = 0,002$$

$$\epsilon_t = 0,003 \times \left(\frac{d - c}{c} \right)$$

$$= 0,003 \times \left(\frac{536 - 111,57}{111,57} \right)$$

$$= 0,0114 > 0,005 \rightarrow \text{Terkendali tarik}$$

$$\varepsilon_t > \varepsilon_y \rightarrow \text{Tulangan leleh}$$

- Kontrol Spasi Tulangan

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 21.3.4.2, jarak minimum yang disyaratkan yaitu :

$$s = \frac{bw - 2 \cdot \text{decking} - 2 \phi_{\text{sengkang}} - n \cdot \phi_{\text{tul.utama}}}{n - 1} \geq 25 \text{ mm}$$

$$s = \frac{400 - (2 \times 40) - (2 \times 13) - (7 \times 25)}{7 - 1} = 23,33 < 25 \text{ mm}$$

Jarak tulangan terpasang tidak memenuhi syarat, maka dipasang 2 lapis tulangan. Sehingga dipasang tulangan 7D22 pada daerah tarik. Dilakukan perhitungan dengan cara yang sama pada daerah tekan dan didapatkan tulangan 4D22 ($A_s = 1519,76 \text{ mm}^2$).

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 21.5.2.2, kuat lentur positif komponen struktur lentur pada muka kolom tidak boleh lebih kecil dari setengah kuat lentur negatifnya pada muka kolom tersebut. Dari hasil perhitungan tulangan yang terpasang telah memenuhi syarat tersebut.

Daerah Lapangan

Pada daerah lapangan dilakukan perhitungan dengan cara yang sama dan didapatkan tulangan 3D22 ($A_s = 1139,82 \text{ mm}^2$) pada daerah tarik dan 2D22 ($A_s = 759,88 \text{ mm}^2$) pada daerah tekan.

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 21.5.2.2, nilai momen positif maupun negatif sepanjang balok tidak boleh kurang dari 25% nilai momen maksimum pada kedua muka tumpuan.

$$A_s > A_{s_{\text{maks}}} \times 25\%$$

$$759,88 \text{ mm}^2 > 2659,58 \times 25\% = 664,9 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{OK}$$

Kontrol Balok T

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 8.12, lebar efektif sayap balok T tidak boleh melebihi nilai berikut :

$$b_e = \frac{1}{4} L_b = \frac{1}{4} \times 6000 = 1500 \text{ mm}$$

$$b_e = b_w + 8 h_f = 400 + (8 \times 120) = 1360 \text{ mm}$$

$$b_e = b_w + \frac{1}{2} (s) = 400 + \frac{1}{2} (5500) = 3150 \text{ mm}$$

Maka dipakai nilai b_e yang terkecil, yaitu 1360 mm.

$$A_s = 1139,82 \text{ mm}^2$$

$$a = \frac{A_s x f_y}{0,85 x f'_{c x b_e}} = \frac{2659,58 \times 400}{0,85 \times 35 \times 1360} = 26,29 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{26,29}{0,8} = 32,87 \text{ mm} < t = 120 \text{ mm}$$

Maka dipakai balok T palsu, sehingga perhitungan dilakukan dengan balok biasa.

7.2.3 Penulangan Geser

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 21.5.4.1, gaya geser rencana (V_e) harus ditentukan dari peninjauan gaya statis pada bagian tumpuan. Momen-momen dengan tanda berlawanan yang berhubungan dengan kuat lentur maksimum (M_{pr}), harus diasumsikan bekerja pada muka-muka tumpuan, dan komponen struktur tersebut dibebanin penuh beban gravitasi terfaktor. V_e harus dicari dari nilai terbesar akibat beban gempa arah ke kanan dan ke kiri.

Momem Tumpuan Negatif

$$a = \frac{A_s (1,25 f_y)}{0,85 f'_{c x b}} = \frac{2659,58 (1,25 \times 400)}{0,85 \times 35 \times 400} = 111,75 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_{pr1} &= A_s \times 1,25 f_y \times \left(d - \frac{a}{2} \right) \\ &= 2659,58 \times 1,25 \times 400 \times \left(536 - \frac{111,75}{2} \right) \\ &= 638467379 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Momem Tumpuan Positif

$$a = \frac{A_s x f_y}{0,85 x f'_{c x b}} = \frac{1519,76 x (1,2 x 400)}{0,85 x 35 x 400} = 63,86 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_{pr2} &= A_s x 1,25 f_y x \left(d - \frac{a}{2} \right) \\ &= 1519,76 x 1,25 x 400 x \left(536 - \frac{63,86}{2} \right) \\ &= 383034436 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Nilai gaya geser pada muka tumpuan akibat beban gravitasi terfaktor (*output ETABS comb 1,2D+1,6L*) sebesar 172484 N.

Gaya geser yang timbul akibat termobilisasinya kuat lentur nominal komponen struktur pada setiap ujung bentang bersihnya dan akibat beban gravitasi terfaktor dapat dihitung sebagai berikut :

$$\begin{aligned} V_{e\text{kanan}} &= \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{Ln} + \frac{W_u x Ln}{2} \\ &= \frac{638467379 + 383034436}{6000} + 172484 \\ &= 342735 \text{ N} \\ V_{e\text{kiri}} &= \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{Ln} - \frac{W_u x Ln}{2} \\ &= \frac{638467379 + 383034436}{6000} - 172484 \\ &= -2234 \text{ N} \end{aligned}$$

Sedangkan nilai V_u akibat kombinasi beban gempa hasil analisis *ETABS* didapat sebesar 239756 N untuk daerah sendi plastis (tumpuan) dan 185099 N untuk daerah di luar sendi plastis (lapangan).

$$\begin{aligned} V_u &< V_e \\ 239756 \text{ N} &< 342735 \text{ N} \end{aligned}$$

Maka digunakan nilai V_e sebesar 342735 N sebagai gaya geser rencana.

Daerah Sendi Plastis (Tumpuan)

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 21.5.4.2, tulangan transversal untuk memikul geser dengan menganggap $V_c = 0$, apabila gaya geser akibat gempa (M_{pr}) $> 0,5 \times$ total geser akibat kombinasi beban gempa dan gravitasi.

$$\frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{Ln} > 0,5 \times 342735 \text{ N}$$

$$1710250 \text{ N} < 171367 \text{ N} \rightarrow V_c \text{ dihitung}$$

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 11.2.1.1, kuat geser beton yang terbebani geser dan lentur saja ditentukan sebagai berikut :

$$\begin{aligned} V_c &= 0,17 \times \sqrt{f'c} b x d \\ &= 0,17 \times \sqrt{35} \times 400 \times 536 = 211401 \text{ N} \end{aligned}$$

$$V_s = \frac{V_e}{0,75} - V_c = \frac{342735}{0,75} - 211401 = 245578 \text{ N}$$

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 11.4.7.9, kuat geser (V_s) tidak boleh diambil lebih besar dari $V_{s\text{maks}}$.

$$\begin{aligned} V_{s\text{maks}} &= 0,66 \times \sqrt{f'c} b x d \\ &= 0,66 \times \sqrt{35} \times 400 \times 536 = 845605 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_s &< V_{s\text{maks}} \\ 245578 \text{ N} &< 845605 \text{ N} \rightarrow \text{OK} \end{aligned}$$

Direncanakan menggunakan sengkang 2 kaki, maka :

$$A_v = 2 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 13^2 = 265,33 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{A_v f_y x d}{V_s} = \frac{265,33 \times 400 \times 536}{245578} = 231,6 \text{ mm}$$

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 21.5.3.2, spasi sengkang pada daerah tumpuan tidak boleh melebihi nilai yang terkecil dari berikut :

$$s < d/4 = 536/4 = 134 \text{ mm}$$

$$s < 6db = 6 \times 22 = 132 \text{ mm}$$

$$s < 150 \text{ mm}$$

Sementara untuk sengkang pertama harus ditempatkan tidak lebih dari 50 mm dari muka komponen struktur penumpu.

Sehingga dipasang sengkang D13 – 125 mm sepanjang $2h = 2 \times 600 = 1200 \text{ mm}$ dari muka kolom, tulangan geser pertama dipasang 50 mm dari muka kolom.

Daerah Di Luar Sendi Plastis (Lapangan)

$$V_u = 185099 \text{ N}$$

$$V_c = 0,17 \times \sqrt{f'c} \times b \times d$$

$$= 0,17 \times \sqrt{35} \times 400 \times 536 = 211401 \text{ N}$$

$$\frac{1}{2} \phi V_c = 0,5 \times 0,75 \times 211401 = 79275 \text{ N}$$

$$V_u > \frac{1}{2} \phi V_c$$

$$185099 \text{ N} > 158551 \text{ N} \rightarrow \text{Tulangan geser minimum}$$

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 21.5.3.4, spasi sengkang pada daerah lapangan tidak boleh melebihi :

$$s < d/2 = 536/2 = 268 \text{ mm}$$

Direncanakan menggunakan sengkang 2 kaki (D13) jarak 250, maka :

$$A_v = 2 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 13^2 = 265,33 \text{ mm}^2$$

$$V_s = \frac{A_v \times f_y \times d}{s} = \frac{265,33 \times 400 \times 536}{250} = 227547 \text{ N}$$

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 11.4.7.9, kuat geser (V_s) tidak boleh diambil lebih besar dari $V_{s\text{maks}}$.

$$V_{s\text{maks}} = 0,66 \times \sqrt{f'c} \times b \times d$$

$$= 0,66 \times \sqrt{35} \times 400 \times 536 = 845605 \text{ N}$$

$$V_s < V_{s,\text{maks}}$$

$$227547 \text{ N} < 845605 \text{ N} \rightarrow \text{OK}$$

Sehingga dipasang sengkang Ø13 – 250 mm pada daerah lapangan.

7.2.4 Penulangan Torsi

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 11.5.2, pengaruh torsi boleh diabaikan bila momen torsi terfaktor T_u memenuhi syarat berikut :

$$T_u \leq \phi 0,33 \lambda \sqrt{f'c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right)$$

$$A_{cp} = b \times h = 400 \times 600 = 240000 \text{ mm}^2$$

$$P_{cp} = 2 \times (b + h) = 2 (400 + 600) = 2000 \text{ mm}$$

$$T_u = 32225100 \text{ N}$$

$$T_u \leq \phi 0,33 \lambda \sqrt{f'c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right)$$

$$T_u \leq 0,75 \times 0,33 \times 1 \times \sqrt{35} \left(\frac{240000^2}{2000} \right)$$

$$32225100 \text{ N} < 42595774 \text{ N}$$

Maka tidak diperlukan tulangan torsi.

7.2.5 Panjang Penyaluran

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 12, panjang penyaluran tulangan diatur sebagai berikut :

Penyaluran Tulangan Tarik

$$l_b > dbx \left(\frac{f_y \psi_t \psi_e}{1,7 \lambda \sqrt{f'c}} \right) = 22x \left(\frac{400 \times 1,3 \times 1}{1,7 \times 1 \times \sqrt{35}} \right) = 1137 \text{ mm}$$

$$l_b > 300 \text{ mm} \rightarrow \text{OK}$$

Jadi dipakai panjang penyaluran tulangan tarik sebesar 1200 mm.

Penyaluran Tulangan Tekan

$$l_{dc} > dbx \left(\frac{0,24 f_y}{\lambda \sqrt{f'_c}} \right) = 22x \left(\frac{0,24x400}{1x\sqrt{35}} \right) = 357 \text{ mm}$$

$$l_{dc} > 0,043 \times db \times f_y = 0,043 \times 22 \times 400 = 378 \text{ mm}$$

$$l_{dc} > 200 \text{ mm} \rightarrow \text{OK}$$

Jadi dipakai panjang penyaluran tulangan tekan sebesar 400 mm.

Penyaluran Kait Standar Dalam Kondisi Tarik

$$l_{dh} > 8db = 8 \times 22 = 176 \text{ mm}$$

$$l_{dh} > 150 \text{ mm}$$

$$l_{dh} > dbx \left(\frac{0,24 f_y \psi_e}{\lambda \sqrt{f'_c}} \right) = 22x \left(\frac{0,24x400x1}{1x\sqrt{35}} \right) = 357 \text{ mm}$$

Jadi dipakai panjang l_{dh} sebesar 360 mm

7.2.6 Kontrol Retak

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 10.6.4, spasi tulangan terdekat ke muka tarik (s) tidak boleh lebih dari :

$$f_s = 0,66 f_y = 266,67 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} s &= 380 \left(\frac{280}{f_s} \right) - 2,5C_c \\ &= 380 \left(\frac{280}{266,67} \right) - 2,5x40 = 299 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$s = 380 \left(\frac{280}{f_s} \right) = 380 \left(\frac{280}{266,67} \right) = 399 \text{ mm}$$

$$s > s_{\text{pakai}} = 125 \text{ mm} \rightarrow \text{OK}$$

Dilakukan perhitungan dengan cara yang sama untuk tipe balok lainnya. Resume hasil perhitungan balok dapat dilihat pada tabel 7.2 dan 7.3.

Tabel 7.2. Resume Penulangan Lentur Balok

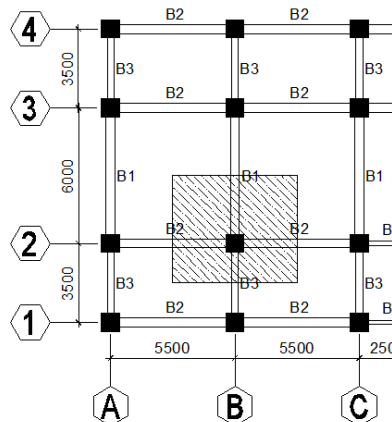
Tulangan Lentur	Tipe Balok			
	BI - 1	BI - 2	BI - 3	BI - 4
Tumpuan	7 D22	6 D25	6 D19	6 D19
	4 D22	5 D25	3 D19	3 D19
Lapangan	4 D22	5 D25	3 D19	3 D19
Tumpuan	7 D22	6 D25	4 D19	4 D19
	4 D22	5 D25	3 D19	3 D19

Tabel 7.3. Resume Penulangan Geser Balok

Tipe Balok	Tulangan Geser	
	Sendi Plastis	Di Luar Sendi Plastis
BI - 1	D13 - 125	D13 - 250
BI - 2	D13 - 125	D13 - 250
BI - 3	D13 - 75	D13 - 150
BI - 4	D13 - 75	D13 - 150

7.3 Desain Kolom

Kolom merupakan struktur utama yang memikul beban-beban yang diterima struktur sekunder dan balok induk, dan berfungsi meneruskan beban yang diterima ke pondasi. Dalam contoh perhitungan kolom berikut ini akan direncanakan kolom dengan dimensi 800/800 mm yang terletak di lantai dasar seperti yang ditunjukkan pada gambar 7.2.



Gambar 7.2 Lokasi Kolom 800/800 mm

7.3.1 Data Perencanaan

Data-data desain yang dibutuhkan dalam perhitungan kolom K1 as 2-B adalah sebagai berikut :

Dimensi Kolom	: 800/800 mm
Tinggi Kolom	: 3,2 m
Mutu Beton (f'_c)	: 40 MPa
Selimut beton	: 50 mm
Kuat Tarik (f_y)	: 400 MPa
Diameter Tul. Utama	: 29 mm
Diameter Tul. Sengkang	: 13 mm

Dari hasil permodelan *ETABS* didapatkan momen envelope dari beberapa kombinasi pada kolom yang ditinjau adalah sebagai berikut :

Aksial	= 4732,67 kN
Momen	= 615,97 kNm

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 21.6.1, syarat dimensi kolom harus dipenuhi bila :

- Menerima beban aksial terfaktor lebih besar dari $Agxf'c/10$

$$Pu > \frac{Agxf'c}{10}$$

$$4732673 \text{ N} > \frac{640000 \times 40}{10}$$

$$4732673 \text{ N} > 2560000 \text{ N} \rightarrow \text{OK}$$

- Ukuran penampang terkecil harus lebih besar dari 300 mm.

$$800 \text{ mm} > 300 \text{ mm} \rightarrow \text{OK}$$

- Rasio b/h harus lebih besar dari 0,4.

$$\frac{b}{h} = \frac{800}{800} = 1 > 0,4 \rightarrow \text{OK}$$

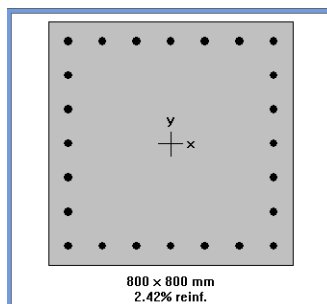
7.3.2 Penulangan Lentur

Untuk desain penulangan lentur kolom akan digunakan program bantu *SpColumn*, dengan memasukkan gaya dalam berfaktor hasil output *ETABS* dari semua kombinasi yang digunakan seperti yang ditunjukkan pada tabel 7.4, kemudian direncanakan diameter dan jumlah tulangan yang akan digunakan.

Tabel 7.4. Kombinasi Beban P-M Kolom 800/800

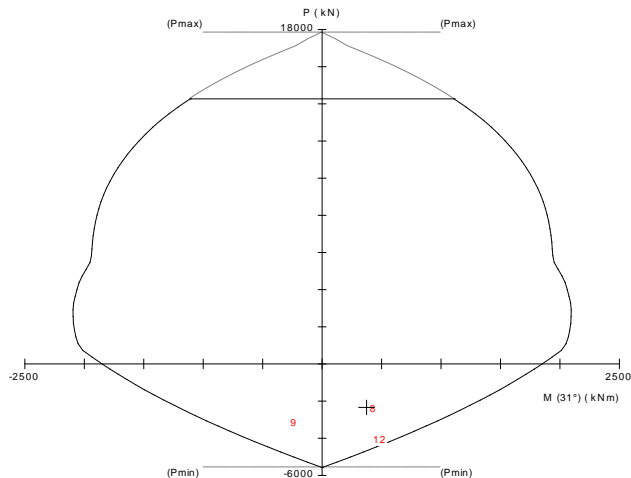
P	M2	M3
kN	kN-m	kN-m
-4230.9001	59.3422	21.2313
-4728.5816	73.5242	24.4808
-4389.352	64.963	22.7103
-4326.0806	65.0176	22.2101
-2719.8644	38.1486	13.6487
-2578.5096	141.0911	607.1808
-2861.2191	-64.794	-579.8834
-2342.0314	320.9685	192.1031
-3097.6974	-244.6714	-164.8057
-4213.4855	167.9353	615.9696
-4496.1951	-37.9498	-571.0946
-3977.0073	347.8128	200.8919
-4732.6733	-217.8272	-156.0169

Dari *trial and error* dengan *SpColumn* didapatkan konfigurasi tulangan 24D29, seperti yang ditunjukkan pada gambar 7.3.



Gambar 7.3 Penampang Kolom

Hasil output dari program *SpColumn* berupa diagram interaksi seperti yang ditunjukkan pada gambar 7.4.



Gambar 7.4 P-M Diagram Interaksi Kolom 800/800 mm

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 21.6.3.1, batasan rasio tulangan komponen tekan diijinkan antara 1% - 6%. Dari diagram interaksi diperoleh rasio luas tulangan lentur 24D29 sebesar 2,42% ($A_{st} = 15488 \text{ mm}^2$). Penampang juga telah mampu memikul kombinasi beban pada kedua sumbunya dengan koordinat seperti yang diperlihatkan pada gambar 7.4.

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 10.3.6.2, kapasitas beban aksial kolom tidak boleh kurang dari beban aksial terfaktor hasil analisis struktur.

$$\begin{aligned}
 \phi P_{n_{maks}} &= 0,8 \times \phi \times [0,85 \times f'_c \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}] \\
 &= 0,8 \times 0,65 \times [0,85 \times 40 \times (640000 - 15488) + 400 \times 15488] \\
 &= 14262876 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi P_{n_{maks}} &> P_u \\
 14262876 \text{ N} &> 4732673 \text{ N} \quad \rightarrow \text{OK}
 \end{aligned}$$

7.3.3 Kontrol Strong Column Weak Beam

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 21.6.2, kekuatan lentur kolom harus memenuhi persyaratan :

$$\Sigma M_{nc} \geq 1,2 \Sigma M_{nb}$$

Nilai M_{nc} didapat dari diagram interaksi yang nilainya sebagai berikut :

$$M_{nc_{atas}} = 874,53 \text{ kNm}$$

$$M_{nc_{bawah}} = 1036,83 \text{ kNm}$$

Nilai M_{nb} diambil dari momen kapasitas balok yang menyatu dengan kolom yang ditinjau sebesar :

$$M_{nb^-} = 409,26 \text{ kNm}$$

$$M_{nb^+} = 279,83 \text{ kNm}$$

Sehingga persyaratan strong column weak beam dapat dibuktikan sebagai berikut :

$$\Sigma M_{nc} \geq 1,2 \Sigma M_{nb}$$

$$(874,53 + 1036,83) \geq 1,2 (409,26 + 279,83)$$

$$2730,51 \text{ kNm} \geq 826,9 \text{ kNm} \quad \rightarrow \text{OK}$$

7.3.4 Pengekang Kolom

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 21.6.4.3, spasi sengkang sepanjang panjang l_o tidak boleh melebihi nilai yang terkecil dari berikut :

$$\frac{1}{4} b = \frac{1}{4} \times 800 = 200 \text{ mm}$$

$$6db = 6 \times 29 = 174 \text{ mm}$$

$$100 \text{ mm} < s < 150 \text{ mm}$$

Maka diambil nilai $s = 125 \text{ mm}$

$$bc = b - 2 \text{ decking} - 2 (\frac{1}{2} D. \text{Sengkang})$$

$$= 800 - (2 \times 50) - (2 \times \frac{1}{2} \times 13)$$

$$= 687 \text{ mm}$$

$$Ach = (800 - (2 \times \text{decking})) \times 2 = 490000 \text{ mm}^2$$

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 21.6.4.4, luas total penampang sengkang tertutup persegi tidak boleh kurang dari yang disyaratkan berikut :

$$\begin{aligned}
 Ash &= 0,3x \left(\frac{sxbcx'c}{fyt} \right) x \left(\frac{Ag}{Ach} - 1 \right) \\
 &= 0,3x \left(\frac{125x687x40}{400} \right) x \left(\frac{640000}{490000} - 1 \right) = 789 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Ash &= 0,09x \left(\frac{sxbcx'c}{fyt} \right) \\
 &= 0,09x \left(\frac{125x687x40}{400} \right) = 773 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Diambil nilai Ash sebesar 789 mm^2 , sehingga kebutuhan tulangan geser kolom adalah sebagai berikut :

$$n = \left(\frac{Ash}{0.25x\pi x d^2} \right) = \left(\frac{789}{0.25x\pi x 13^2} \right) = 5,94 \sim 6 \text{ buah}$$

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 21.6.4.1, pengekanan dipasang sepanjang lo , panjang lo atau daerah sendi plastis yang diukur dari muka joint tidak boleh kurang dari yang terbesar dari berikut :

$$lo > \text{dimensi penampang leleh} = 800 \text{ mm}$$

$$lo > ln/6 = 2600/6 = 433 \text{ mm}$$

$$lo > 450 \text{ mm}$$

Maka digunakan panjang $lo = 800 \text{ mm}$.

Sehingga dipasang sengkang 6D13 – 125 mm sepanjang lo dari muka kolom. Sementara untuk sengkang pertama harus ditempatkan tidak lebih dari $s/2 = 62,5 \text{ mm}$ dari muka komponen struktur penumpu. Maka sengkang pertama dipasang 50 mm dari muka kolom.

7.3.5 Penulangan Geser

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 21.6.5.1, gaya geser rencana (Ve) harus ditentukan dari peninjauan terhadap gaya-gaya maksimum yang dapat dihasilkan di muka joint.

Dari hasil program *SpColumn* didapatkan momen nominal kolom (1,25 f_y) sebesar 1474080000 Nmm. Karena dimensi dan penulangan kolom atas dan bawah sama maka gaya geser di ujung kolom akibat momen lentur adalah :

$$V_e = \frac{2xM_n}{h_n} = \frac{2x147408}{2,6} = 1133,91 \text{ kN}$$

Gaya geser yang bekerja di sepanjang kolom (V_u) ditentukan dari M_{pr+} dan M_{pr-} balok yang menyatu dengan kolom tersebut. Pada perhitungan sebelumnya didapatkan :

$$M_{pr_1} = 557,50 \text{ kNm}$$

$$M_{pr_2} = 383,79 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned} V_u &= \frac{M_{pr_1} + M_{pr_2}}{h_n} \\ &= \frac{557,5 + 383,79}{2,6} = 362,03 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$V_u < V_e$$

$$362,03 \text{ kN} < 1133,91 \text{ kN}$$

Maka digunakan nilai V_e sebesar 1133,91 kN sebagai gaya geser rencana.

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 21.6.5.2, tulangan transversal untuk memikul geser dengan menganggap $V_c = 0$, apabila :

$$P_u < \frac{A_g x f'_c}{10}$$

$$4732673 \text{ N} > 2560000 \text{ N} \rightarrow V_c \text{ dihitung}$$

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 11.2.1.2, kuat geser beton yang terbebani tekan aksial ditentukan sebagai berikut :

$$\begin{aligned} V_c &= 0,17 \left(1 + \frac{N_u}{14A_g} \right) \sqrt{f'_c} x b x d \\ &= 0,17 \left(1 + \frac{4732673}{14x640000} \right) \sqrt{40} x 800 x 723,5 \end{aligned}$$

$$V_c = 932,37 \text{ kN}$$

$$V_s = \frac{V_e}{0,75} - V_c = \frac{113391}{0,75} - 932,37 = 579,51 \text{ kN}$$

Direncanakan menggunakan sengkang 3 kaki, maka :

$$A_v = 3 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 13^2 = 398 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{A_v f_y x d}{V_s} = \frac{398 \times 400 \times 723,5}{579,51} = 203,32 \text{ mm}$$

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 7.10.5.2 dan Pasal 11.4.5.1, spasi sengkang pada daerah lapangan tidak boleh melebihi :

$$s < 16d_b = 16 \times 29 = 464 \text{ mm}$$

$$s < 48d_s = 576 \text{ mm}$$

$$s < \text{dimensi penampang minimum} = 800 \text{ mm}$$

$$s < d/2 = 361,75$$

Sehingga dipasang sengkang 3D13 – 200 mm pada daerah lapangan.

7.3.6 Panjang Lewatan

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 12.2.3, panjang lewatan tulangan dari kolom ditentukan sebagai berikut :

$$\begin{aligned} l_d &= \left[\left(\frac{f_y}{1,1\lambda\sqrt{f'_c}} \right) \times \left(\frac{\psi_t \psi_e \psi_s}{Cb + K_{tr}} \right) \right] \\ &= \left[\left(\frac{400}{1,1 \times 1 \times \sqrt{40}} \right) \times \left(\frac{1,3 \times 1 \times 1}{2,5/29} \right) \right] = 867,04 \text{ mm} \end{aligned}$$

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 12.15, sambungan lewatan yang ditinjau termasuk kelas B, sehingga panjang lewatan kolom perlu dikalikan faktor 1,3.

$$1,3 l_d = 1,3 \times 867,04 = 1127,15 \text{ mm}$$

Jadi dipakai panjang lewatan diambil sebesar 1200 mm.

7.3.7 Tulangan Torsi

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 11.5.2, pengaruh torsi boleh diabaikan bila momen torsi terfaktor T_u memenuhi syarat berikut :

$$T_n \leq \phi 0,33 \lambda \sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \sqrt{1 + \frac{Nu}{0,33 A_g \lambda \sqrt{f'_c}}}$$

$$A_{cp} = b \times h = 800 \times 800 = 640000 \text{ mm}^2$$

$$P_{cp} = 2 \times (b + h) = 2 \times (800 + 800) = 3200 \text{ mm}$$

$$T_u = 22222300 \text{ Nmm}$$

$$T_u \leq \phi 0,33 \lambda \sqrt{40} \left(\frac{640000^2}{3200} \right) \sqrt{1 + \frac{4732673}{0,33 \times 640000 \times 1 \times \sqrt{40}}}$$

$$22222300 \text{ Nmm} < 427062076 \text{ Nmm}$$

Maka tidak diperlukan tulangan torsi.

Dilakukan perhitungan dengan cara yang sama untuk tipe kolom lainnya. Resume hasil perhitungan kolom dapat dilihat pada tabel 7.5.

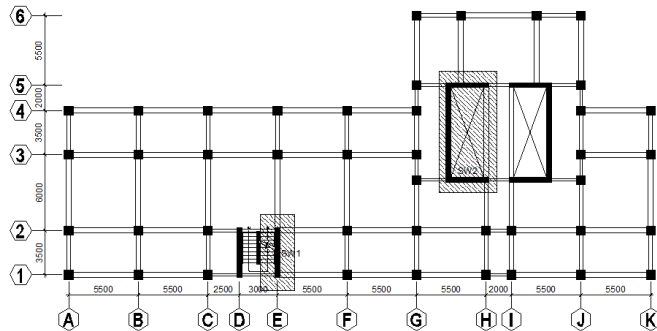
Tabel 7.5. Resume Penulangan Kolom

Tipe Kolom	L (m)	Tulangan Longitudinal	Tulangan Transversal	
			Sendi Plastis	Di Luar Sendi Plastis
K1	4.5	28 D29	6D13-125	3D13-200
	5	28 D29	6D13-125	3D13-200
	3.2	24 D29	6D13-125	3D13-200
K2	3.2	20 D25	3D13-125	3D13-250
K3	3.2	20 D22	3D13-125	3D13-250

7.4 Desain Dinding Geser

Dinding geser bekerja sebagai balok kantilever vertikal yang menerima tekuk maupun geser dalam menyediakan tahanan lateral. Untuk dinding seperti itu, geser maksimum (V_u) dan momen maksimum (M_u) terjadi pada dasar dinding.

Dinding Geser yang terdapat pada struktur gedung ini merupakan struktur dinding geser khusus. Denah dinding geser diperlihatkan pada gambar 7.5.



Gambar 7.5 Lokasi Dinding Geser yang Ditinjau

7.4.1 Data Perencanaan

Data-data desain yang dibutuhkan dalam perhitungan dinding geser adalah sebagai berikut :

- Tinggi Dinding Geser : 63900 mm
- Selimut Beton : 50 mm
- Mutu Beton (f'_c) : 40 MPa
- Kuat Tarik (f_y) : 400 MPa
- Diameter Tul. Utama : 22 mm & 25 mm
- Diameter Tul. Senggang: 13 mm

SW 1

- Tebal Dinding Geser : 400 mm
- Panjang Dinding Geser : 3900 mm

SW 2

- Tebal Dinding Geser : 400 mm
- Panjang Dinding Geser : 13500 mm

Dari hasil permodelan *ETABS* didapatkan gaya dalam untuk kombinasi beban envelope seperti yang ditunjukkan pada tabel 7.6.

Tabel 7.6. Gaya Dalam Dinding Geser

Dinding Geser	Aksial (kN)	Geser (kN)		Momen (kNm)	
	P	Vux	Vuy	Mux	Muy
SW - 1	6115.52	79.64	389.03	3911.62	239.84
SW - 2	24673.87	4223.07	8550.82	141443.63	25423.33

7.4.2 Penulangan Longitudinal

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 21.9.2.2, kebutuhan tulangan dinding geser harus dipasang sedikitnya dua lapis apabila gaya geser bidang terfaktor yang bekerja pada dinding melebihi nilai $0,17\lambda A_{cv}\sqrt{f'c}$.

SW 1

$$V_u < 0,17 \times 1 \times 1560000 \times \sqrt{40}$$

$$389027 \text{ N} < 1644384 \text{ N} \rightarrow 1 \text{ Lapis}$$

SW 2

$$V_u < 0,17 \times 1 \times 5400000 \times \sqrt{40}$$

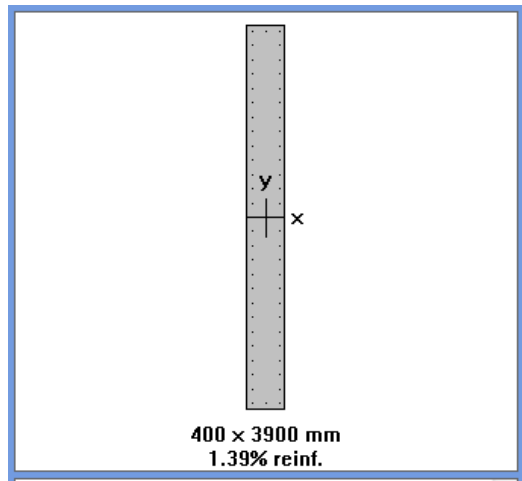
$$8550823 \text{ N} > 56921000 \text{ N} \rightarrow 2 \text{ Lapis}$$

Sehingga tidak diperlukan dua lapis tulangan untuk SW1. Namun, berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 14.3.4, dinding dengan ketebalan lebih dari 250 mm harus dipasang dua lapis tulangan di masing-masing arah yang sejajar dengan muka dinding.

Untuk desain penulangan lentur kolom akan digunakan program bantu *SpColumn*, dengan memasukkan gaya dalam berfaktor hasil output *ETABS* dari semua kombinasi yang digunakan, kemudian direncanakan diameter dan jumlah tulangan yang akan digunakan.

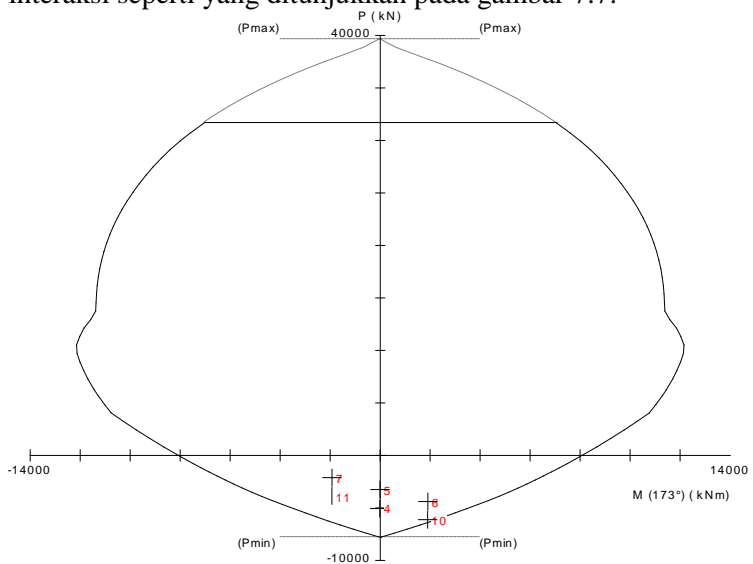
SW 1

Dari *trial and error* dengan *SpColumn* didapatkan konfigurasi tulangan D22 - 150 seperti yang ditunjukkan pada gambar 7.6.



Gambar 7.6 Penampang SW1

Hasil output dari program *SpColumn* berupa diagram interaksi seperti yang ditunjukkan pada gambar 7.7.

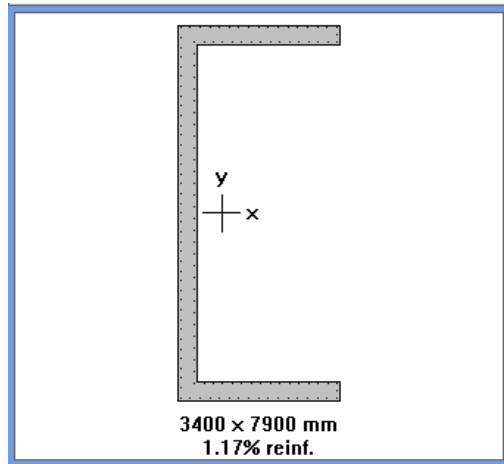


Gambar 7.7 P-M Diagram Interaksi SW1

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 21.6.3.1, batasan rasio tulangan komponen tekan diijinkan antara 1% - 6%. Dari diagram interaksi diperoleh rasio luas tulangan lentur sebesar 1,39% ($A_{st} = 21684 \text{ mm}^2$). Penampang juga telah mampu memikul kombinasi beban pada kedua sumbunya dengan koordinat seperti yang diperlihatkan pada gambar 7.8.

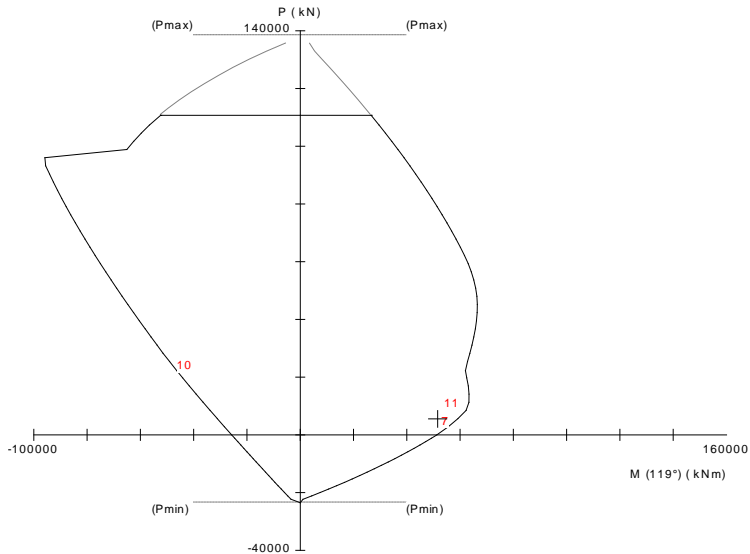
SW 2

Dari *trial and error* dengan *SpColumn* didapatkan konfigurasi tulangan D25 - 200, seperti yang ditunjukkan pada gambar 7.8.



Gambar 7.8 Penampang SW2

Hasil output dari program *SpColumn* berupa diagram interaksi seperti yang ditunjukkan pada gambar 7.9.



Gambar 7.9 P-M Diagram Interaksi SW2

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 21.6.3.1, batasan rasio tulangan komponen tekan diijinkan antara 1% - 6%. Dari diagram interaksi diperoleh rasio luas tulangan lentur sebesar 1,17% ($A_{st} = 687968 \text{ mm}^2$). Penampang juga telah mampu memikul kombinasi beban pada kedua sumbu dengan koordinat seperti yang diperlihatkan pada gambar 7.9.

7.4.3 Penulangan Geser

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 11.9.6, V_c diambil nilai terkecil dari berikut :

$$V_c = 0,27\lambda\sqrt{f'_c}hd + \frac{Nud}{4l_w}$$

$$V_c = \left[0,05\lambda\sqrt{f'_c} + \frac{l_w \left(0,1\lambda\sqrt{f'_c} + 0,2 \frac{Nu}{lwh} \right)}{\frac{Mu}{Vu} - \frac{l_w}{2}} \right] hd$$

SW 1

$$d = 0,8 \text{ } lw = 0,8 \times 3900 = 3120 \text{ mm}$$

$$V_c = 0,27 \times 1 \times \sqrt{40} \times 400 \times 3120 + \frac{6115518 \times 3120}{4 \times 3900}$$

$$= 3354226 \text{ N}$$

$$V_c = \left[0,05 \times 1 \times \sqrt{40} + \frac{3900 \left(0,1 \times 1 \times \sqrt{40} + 0,2 \frac{6115518}{3900 \times 400} \right)}{\frac{3911621700}{389027} - \frac{3900}{2}} \right] 400 \times 3120$$

$$= 1245297 \text{ N}$$

Maka diambil nilai $V_c = 1245297 \text{ N}$

SW 2

$$d = 0,8 \text{ } lw = 0,8 \times 13500 = 10800 \text{ mm}$$

$$V_c = 0,27 \times 1 \times \sqrt{40} \times 400 \times 10800 + \frac{24673865 \times 10800}{4 \times 13500}$$

$$= 12311734 \text{ N}$$

$$V_c = \left[0,05 \times 1 \times \sqrt{40} + \frac{13500 \left(0,1 \times 1 \times \sqrt{40} + 0,2 \frac{24673865}{13500 \times 400} \right)}{\frac{13133362540}{8550823} - \frac{13500}{2}} \right] 400 \times 10800$$

$$= 10576149 \text{ N}$$

Maka diambil nilai $V_c = 10576149 \text{ N}$

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 11.9.8, bila V_u kurang dari $0,5\phi V_c$ maka hanya dibutuhkan tulangan geser minimum.

SW 1

$$V_u > 0,5\phi V_c$$

$$V_u > 0,5 \times 0,75 \times 1245297$$

$$389027 \text{ N} < 466986 \text{ N} \rightarrow \text{Tulangan geser minimum}$$

SW 2

$$V_u > 0,5\phi V_c$$

$$V_u > 0,5 \times 0,75 \times 10576149$$

$$8550823 \text{ N} > 3966056 \text{ N}$$

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 11.9.9.3, spasi tulangan geser horizontal tidak boleh melebihi yang terkecil dari $l_w/5$, $3h$, dan 450 mm.

SW 1

$$V_s = \frac{V_e}{0,75} - V_c = \frac{389027}{0,75} - 1245297 = -726594 \text{ N}$$

- $\frac{l_w}{5} = \frac{3900}{5} = 780 \text{ mm}$
- $3h = 3 \times 400 = 1200$

Direncanakan menggunakan sengkang 2 kaki (D13) jarak 450, maka :

$$A_v = 2 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 13^2 = 265,33 \text{ mm}^2$$

$$V_s = \frac{A_v f_y x d}{s} = \frac{265,33 \times 400 \times 3120}{450} = 735849 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} \phi V_n &= 0,75 \times (V_c + V_s) \\ &= 0,75 \times (1245297 + 735849) \\ &= 1485859 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\phi V_n > V_u$$

$$1485859 \text{ N} > 389027 \text{ N} \rightarrow \text{OK}$$

SW 2

$$V_s = \frac{V_e}{0,75} - V_c = \frac{8550823}{0,75} - 10576149 = 824949 \text{ N}$$

- $\frac{l_w}{5} = \frac{13500}{5} = 2700 \text{ mm}$
- $3h = 3 \times 400 = 1200$

Direncanakan menggunakan sengkang 2 kaki (D13) jarak 250, maka :

$$A_v = 2 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 13^2 = 265,33 \text{ mm}^2$$

$$V_s = \frac{A_v f_y x d}{s} = \frac{265,33 \times 400 \times 10800}{150} = 7641504 \text{ N}$$

N

$$\begin{aligned}\phi V_n &= 0,75 \times (V_c + V_s) \\ &= 0,75 \times (10576149 + 7641504) \\ &= 13140995 \text{ N}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\phi V_n &> V_u \\ 13663239 \text{ N} &> 8550823 \text{ N} \rightarrow \text{OK}\end{aligned}$$

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 21.9.2.1, rasio tulangan transversal dan longitudinal (ρ_t dan ρ_l) tidak boleh kurang dari 0,0025, kecuali jika $V_u < 0,083\lambda A_{cv}\sqrt{f'_c}$.

SW 1

$$V_u < 0,083\lambda A_{cv}\sqrt{f'_c}$$

$$V_u < 0,083 \times 1 \times 1560000 \sqrt{40}$$

$$389027 \text{ N} < 818903 \text{ N}$$

$$\rho_t = \frac{A_v}{t \times s} = \frac{265,33}{400 \times 450} = 0,0015 \rightarrow \text{Dijinkan} < 0,0025$$

$$\rho_l = 2,42\% = 0,0242 > 0,0025 \rightarrow \text{OK}$$

SW 2

$$V_u < 0,083\lambda A_{cv}\sqrt{f'_c}$$

$$V_u < 0,083 \times 1 \times 5400000 \sqrt{40}$$

$$8550823 \text{ N} > 2834666 \text{ N}$$

$$\rho_t = \frac{A_v}{t \times s} = \frac{265,33}{400 \times 150} = 0,0044 > 0,0025 \rightarrow \text{OK}$$

$$\rho_l = 1,17\% = 0,0117 > 0,0025 \rightarrow \text{OK}$$

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 21.9.4.1, kuat geser nominal V_n untuk dinding struktural tidak boleh melebihi dari $A_{cv}(ac\lambda\sqrt{f'_c} + \rho_t f_y)$.

SW 1

$$\frac{h_w}{l_w} = \frac{63900}{3900} = 16,38 > 2 \rightarrow \text{maka nilai } ac = 0,17$$

$$\begin{aligned}
 \phi V_n &= 0,6 A_{cv} (ac \lambda \sqrt{f'_c} + \rho f_y) \\
 &= 0,6 \times 1560000 (0,17 \times 1 \times \sqrt{40} + 0,0015 \times 400) \\
 &= 1538517 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi V_n &> V_u \\
 1538517 \text{ N} &> 389027 \text{ N} \rightarrow \text{OK}
 \end{aligned}$$

SW2

$$\frac{hw}{lw} = \frac{63900}{13500} = 4,73 > 2 \rightarrow \text{maka nilai } ac = 0,17$$

$$\begin{aligned}
 \phi V_n &= 0,6 A_{cv} (ac \lambda \sqrt{f'_c} + \rho f_y) \\
 &= 0,6 \times 5400000 (0,17 \times 1 \times \sqrt{40} + 0,0044 \times 400) \\
 &= 9146388 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi V_n &> V_u \\
 9146388 \text{ N} &> 8550823 \text{ N} \rightarrow \text{OK}
 \end{aligned}$$

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 21.9.4.4, kuat geser nominal dinding struktural yang secara bersama-sama memikul beban lateral tidak boleh diambil lebih dari $0,66 A_{cv} \sqrt{f'_c}$.

SW 1

$$\begin{aligned}
 \phi V_n &= 0,6 \times 0,66 \times 1560000 \times \sqrt{40} \\
 &= 3946523 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi V_n &> V_u \\
 3946523 \text{ N} &> 389027 \text{ N} \rightarrow \text{OK}
 \end{aligned}$$

SW2

$$\begin{aligned}
 \phi V_n &= 0,6 \times 0,66 \times 5400000 \times \sqrt{40} \\
 &= 13661039 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi V_n &> V_u \\
 13661039 \text{ N} &> 8550823 \text{ N} \rightarrow \text{OK}
 \end{aligned}$$

7.4.4 Kontrol Komponen Batas Khusus

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 21.9.6.2, elemen batas khusus ini diperlukan bila :

$$c \geq \frac{lw}{600(\delta u / hw)}$$

SW 1

Dari hasil analisis *SpColumn* didapatkan nilai $c = 452$ mm.

$$c \geq \frac{3900}{600(0,007)}$$

$452 \text{ mm} < 929 \text{ mm} \rightarrow$ Tidak perlu elemen batas khusus

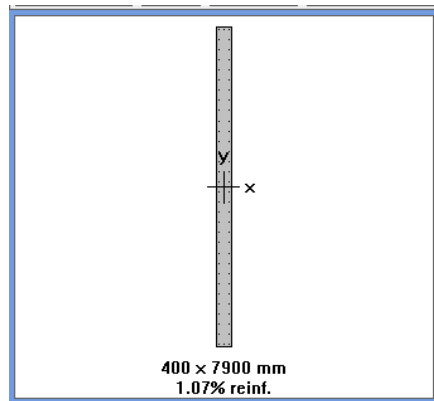
SW 2

Hasil analisis *ETABS* pada dinding geser tipe SW2 ditunjukkan pada tabel 7.7.

Tabel 7.7. Hasil Analisis *ETABS* untuk komponen batas khusus

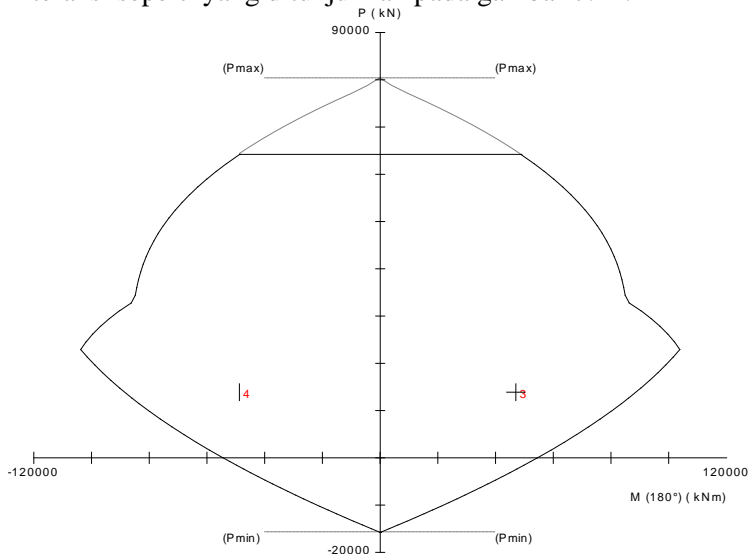
Station Location	ID	Edge Length (mm)	Governing Combo	P_u kN	M_u kN-m
Top-Left	Leg 1	667.5	Comb 9 Y	14044.0244	-1106.6066
Top-Right	Leg 1	677.9	Comb 9 Y	14044.0244	1301.2204
Top-Left	Leg 2	0	Comb 9 X	18035.9224	-5424.0033
Top-Right	Leg 2	0	Comb 9 X	18035.9224	7070.1743
Top-Left	Leg 3	679.9	Comb 9 Y	14118.9117	-1248.9745
Top-Right	Leg 3	693	Comb 9 Y	14118.9117	1492.0474
Bottom-Left	Leg 1	859.3	Comb 9 Y	16024.6541	-2291.1186
Bottom-Right	Leg 1	851.9	Comb 9 Y	16024.6541	2154.2481
Bottom-Left	Leg 2	1160.8	Comb 9 Y	13897.4691	-46968.569
Bottom-Right	Leg 2	1199.7	Comb 9 Y	13897.4691	46792.7282
Bottom-Left	Leg 3	875.9	Comb 9 Y	16087.406	-2524.5524
Bottom-Right	Leg 3	866.1	Comb 9 Y	16087.406	2342.2189

Dari hasil analisis, penampang kritis yang menerima beban P_u terbesar yaitu pada leg 2. Kemudian dilakukan analisis ulang penampang tersebut menggunakan *SpColumn*. seperti yang ditunjukkan pada gambar 7.10.



Gambar 7.10 Penampang Leg 2

Hasil output dari program *SpColumn* berupa diagram interaksi seperti yang ditunjukkan pada gambar 7.11.



Gambar 7.11 P-M Diagram Interaksi Leg 2

Dari hasil analisis *SpColumn* didapatkan nilai $c = 2240$ mm.

$$c \geq \frac{3900}{600(0,007)}$$

$2240 \text{ mm} > 1881 \text{ mm} \rightarrow$ Perlu elemen batas khusus

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 21.9.6.4, elemen pembatas harus menerus secara horizontal dari serat tekan terluar tidak kurang dari nilai berikut :

$$c - 0,1 lw = 2240 - 0,1 \times 7900 = 1450 \text{ mm}$$

$$c/2 = 2240/2 = 1120 \text{ mm}$$

Sehingga elemen batas khusus harus dipasang minimal sejauh 1450 mm.

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 21.9.6.4, rasio tulangan elemen batas khusus tidak boleh kurang dari yang disyaratkan yaitu :

$$\rho = \frac{0,12f'c}{f_y} = \frac{0,12 \times 40}{400} = 0,012$$

Direncanakan menggunakan sengkang 4 kaki (D13) jarak 100, maka :

$$As = 4 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 13^2 = 530,66 \text{ mm}^2$$

$$\rho_{pakai} = \frac{As}{bxd} = \frac{530,66}{400 \times 100} = 0,0133 \text{ N}$$

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 21.6.4.4, luas tulangan sengkang tidak boleh kurang dari :

$$Ash = 0,3x \frac{sxbcf'c}{f_y} x \left[\left(\frac{Ag}{Ach} \right) - 1 \right]$$

$$Ash = 0,09x \frac{sxbcf'c}{f_y}$$

$$\begin{aligned} bc &= b - 2 \text{ decking} - 2 \left(\frac{1}{2} D. \text{Sengkang} \right) \\ &= 400 - (2 \times 50) - (2 \times \frac{1}{2} \times 13) \\ &= 287 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$Ag = 2240 \times 400 = 896000 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} Ash &= 2240 - (2 \times 50) \times (400 - (2 \times 50)) \\ &= 642000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Ash &= 0,3 \times \frac{100 \times 287 \times 40}{400} \times \left[\left(\frac{896000}{642000} \right) - 1 \right] \\ &= 340,6 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$Ash = 0,09 \times \frac{100 \times 287 \times 40}{400} = 258,3 \text{ mm}^2$$

Digunakan *Ash* terbesar yaitu 340,6 mm²

$$Ash < As$$

$$340,6 \text{ mm}^2 < 530,66 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{OK}$$

Dilakukan perhitungan dengan cara yang sama untuk tipe dinding geser lainnya. Resume hasil perhitungan dinding geser dapat dilihat pada tabel 7.8.

Tabel 7.8. Resume Penulangan Dinding Geser

Tipe Dinding Geser	Tulangan Lentur	Tulangan Geser	Komponen Batas Khusus
SW1	D22 - 150	D13 - 450	Tidak Perlu
SW2	D25 - 200	D13 - 250	4 D13 - 100

7.5 Hubungan Balok Kolom

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 21.7.3.2, pada HKB dimana balok-balok dengan lebar setidaknya sebesar $\frac{3}{4}$ lebar kolom merangka pada keempat sisinya, jumlah tulangan transversal yang ditetapkan dalam Pasal 21.6.4.4 diizinkan untuk direduksi setengahnya, dan spasi yang disyaratkan dalam Pasal 21.6.4.3 diizinkan untuk ditingkatkan sampai 150 mm.

7.5.1 Dimensi Luas Efektif Joint

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 21.7.4.1, luas penampang efektif joint (A_j) dihitung dari tinggi joint dikali lebar joint efektif. Tinggi joint merupakan tinggi keseluruhan

kolom (h) dan lebar efektif merupakan lebar keseluruhan kolom (b).

$$A_j = h \times b = 800 \times 800 = 640000 \text{ mm}^2$$

7.5.2 Penulangan Transversal HBK

Dalam desain HBK ini balok yang ditinjau memiliki lebar 300 mm dan 400 mm.

$$300 \text{ mm} < \frac{3}{4} \times 800 = 600 \text{ mm}$$

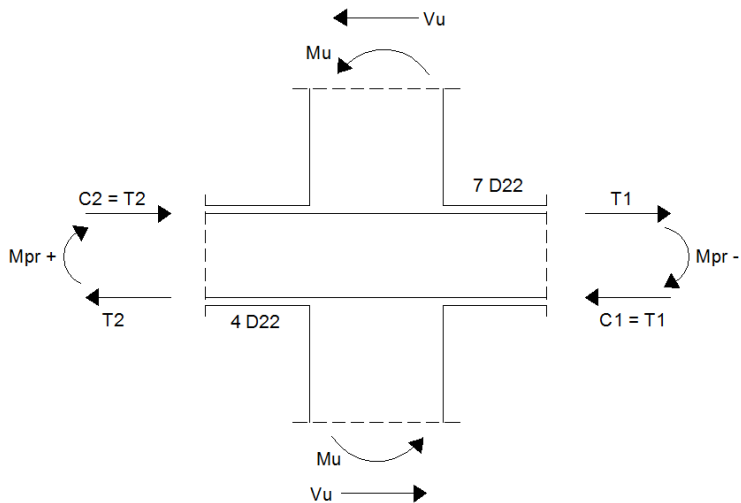
$$400 \text{ mm} < \frac{3}{4} \times 800 = 600 \text{ mm}$$

Maka berdasarkan hasil perhitungan sebelumnya, tulangan transversal 6 D13 - 125 ($A_{sh} = 789 \text{ mm}^2$) dapat digunakan pada HBK ini.

7.5.3 Kuat Geser HBK

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 21.7.4.1, untuk beton normal V_n tidak boleh diambil lebih besar dari berikut :

$$V_n = 1,7 \sqrt{f'_c} A_j = 1,7 \sqrt{40} \times 640000 = 6436695 \text{ N}$$



Gambar 7.12 Sketsa HBK

Berdasarkan hasil perhitungan sebelumnya didapatkan data berikut :

$$7 \text{ D22} \rightarrow A_s = 2659,58 \text{ mm}^2$$

$$4 \text{ D22} \rightarrow A_s = 1519,76 \text{ mm}^2$$

$$M_{pr}^- = 557,50 \text{ kNm}$$

$$M_{pr}^+ = 383,79 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned} Mu &= \frac{M_{pr}^- + M_{pr}^+}{2} \\ &= \frac{557,5 + 383,79}{2} = 470,65 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Geser pada kolom atas (V_{atas}) merupakan gaya geser kolom yang dihitung dari Mu kedua ujung balok yang menyatu di HBK.

$$V_{atas} = \frac{470,65 + 470,65}{3,2} = 294,15 \text{ kN}$$

Gaya yang bekerja pada balok yaitu :

$$\begin{aligned} T_1 &= 1,25 \times A_s \times f_y \\ &= 1,25 \times 1519,76 \times 400 = 1329,79 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$C_1 = T_1$$

$$\begin{aligned} T_2 &= 1,25 \times A_s \times f_y \\ &= 1,25 \times 2659,58 \times 400 = 759,88 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$C_2 = T_2$$

$$\begin{aligned} Vu &= V_{atas} - T_2 - C_1 \\ &= 294,15 - 759,88 - 1329,79 = -1796 \text{ kN} \end{aligned}$$

Arah sesuai dengan T_2 yaitu ke kanan.

$$\phi V_n = 0,75 \times 6436695 = 4827521 \text{ N}$$

$$\phi V_n > Vu$$

$$4827521 \text{ N} > 1796000 \text{ N} \quad \rightarrow \text{OK}$$

Jadi desain hubungan balok kolom dikatakan cukup

kuat.

Halaman ini sengaja dikosongkan

BAB VIII

DESAIN BALOK PRATEGANG

8.1 Balok Prategang

Balok prategang direncanakan dengan menggunakan sistem pasca-tarik (*Post-Tension*). Sistem ini berarti gaya prategang diberikan setelah beton mengeras, kemudian dilakukan pengangkuran di kedua ujung balok. Balok prategang yang direncanakan berada pada atap lantai 19 dengan jumlah balok prategang yang direncanakan sebanyak 11 buah dengan panjang bentang masing-masing 13 m.

8.2 Data Perencanaan

Balok beton prategang direncanakan adalah balok yang terdapat pada elevasi +63.90, panjang yang diambil ialah bentang bersih bukan 13 m yang merupakan jarak antar sumbu kolom dikarenakan menggunakan sistem konsol pendek. Berikut adalah data perencanaan beton prategang :

Panjang bentang	: 12,4 m
Dimensi balok prategang	: 50/70 cm
Mutu beton balok prategang ($f'c$)	: 40 MPa
Mutu beton pelat ($f'c$)	: 35 MPa
Tebal pelat (tf)	: 12 cm
Jarak antar balok (s)	: 5,5 m

Untuk mendapatkan nilai kuat tekan beton saat belum keras, diambil waktu curing 14 hari. Berdasarkan koefisien tabel konversi kekuatan dalam PBI 1971, nilai $f_{ci} = 0.88 \times 40 = 35,2$ MPa.

8.3 Penentuan Tegangan Ijin Beton

Tegangan ijin pada beton tidak boleh melebihi nilai-nilai berikut :

- a. Segera setelah peralihan gaya prategang (sebelum kehilangan). Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 18.4.1, tegangan serat-serat terluar memiliki nilai sebagai berikut :

- Tegangan tekan : $0,60 f'_{ci}$
 $\sigma_{tk} = 0,6 \times 35,2 = 21,12 \text{ MPa}$
 - Tegangan tekan terluar pada ujung-ujung komponen struktur di atas perletakan sederhana :
 $0,70 f'_{ci}$
 $\sigma_{tk} = 0,7 \times 35,2 = 24,64 \text{ MPa}$
 - Tegangan tarik terluar : $0,25 \sqrt{f'_{ci}}$
 $\sigma_{tr} = 0,25 \times \sqrt{35,2} = 1,48 \text{ MPa}$
 - Tegangan tarik terluar pada ujung-ujung komponen struktur di atas perletakan sederhana : $0,5 \sqrt{f'_{ci}}$
 $\sigma_{tr} = 0,5 \times \sqrt{35,2} = 2,97 \text{ MPa}$
- b. Pada beban layan setelah terjadi kehilangan gaya prategang. Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 18.4.2, tegangan serat-serat terluar memiliki nilai sebagai berikut :
- Tegangan tekan : $0,6 f'_c$
 $\sigma_{tk} = 0,6 \times 40 = 24 \text{ MPa}$
 - Tegangan tarik
 Untuk tegangan tarik digunakan kelas *Uncracked*
 Kelas U $= ft \leq 0,62 \times \sqrt{f'_c}$
 $= ft \leq 0,62 \times \sqrt{40}$
 $= ft \leq 3,92 \text{ MPa}$

Dimana :

f_{pu} = Kuat tarik tendon prategang yang diisyaratkan (MPa)

f_{py} = Kuat leleh tendon prategang yang diisyaratkan (MPa)

f'_c = Kuat tekan beton saat pemberian prategang awal (MPa)

f'_{ci} = kuat tekan beton yang diisyaratkan (MPa)

8.4 Pembebanan Balok Prategang

Beban-beban yang bekerja pada balok prategang sesuai SNI 1727-2013. Berikut adalah analisis pembebanan balok prategang dalam berbagai macam keadaan balok prategang itu sendiri yaitu :

- Berat Sendiri (DL) = $0,5 \times 0,7 \times 2400 = 840 \text{ kg/m}$
- Beban Mati (SDL)

Pelat	= $0,12 \times 5,5 \times 2400$	= 1584 kg/m
Spesi (2 cm)	= $42 \times 5,5$	= 231 kg/m
Plafond	= $11 \times 5,5$	= 60,5 kg/m
Penggantung	= $7 \times 5,5$	= 38,5 kg/m
Utilitas	= $30 \times 5,5$	= 165 kg/m
$qSDL$		= 2079 kg/m
- Beban Hidup (L)

Beban untuk taman atap	= $479 \times 5,5$	= 2634,5 kg/m
Beban air hujan	= $20 \times 5,5$	= 110 kg/m
qL		= 2744,5 kg/m

Dari perhitungan pembebanan diatas dapat dicari momen – momen yang dibebankan kepada balok prategang itu sendiri yaitu :

- Momen akibat DL

$$M_{balok} = 1/8 \times q_{balok} \times l^2$$

$$= 1/8 \times 840 \times 12,4^2$$

$$= 16145 \text{ kgm} = 161448000 \text{ Nmm}$$
- Momen akibat SDL

$$M_{SDL} = 1/8 \times q_{SDL} \times l^2$$

$$= 1/8 \times 2079 \times 12,4^2$$

$$= 39958 \text{ kgm} = 399583800 \text{ Nmm}$$
- Momen akibat beban hidup bekerja

$$M_L = 1/8 \times q_L \times l^2$$

$$= 1/8 \times 2744,5 \times 12,4^2$$

$$= 52749 \text{ kgm} = 527492900 \text{ Nmm}$$

$$Mu_{Total} = 108852 \text{ kgm} = 1088524700 \text{ Nmm}$$

8.5 Analisis Penampang Global

Balok I memiliki luasan penampang yang lebih kecil dan jumlah strand serta tendon yang lebih sedikit, dan juga tegangan – tegangan yang dihasilkan lebih optimum dibandingkan dengan penampang persegi. Sehingga balok I dirasa lebih ekonomis dibanding dengan balok persegi.

Penampang balok prategang yang digunakan adalah penampang persegi karena pertimbangan pelaksanaan di lapangan dan belum umumnya penggunaan balok I pada bangunan gedung.

Dikarenakan penampang balok prategang merupakan balok *precast* yang terpisah dengan pelat, maka pada kondisi transfer dan beban layan menggunakan dimensi penampang yang berbeda.

a. Penampang Sebelum Komposit

$$A_{balok} = b \times h = 50 \times 70 = 3500 \text{ cm}^2$$

$$Y_t = h/2 = 70/2 = 35 \text{ cm}$$

$$Y_b = cgc = h - Y_t = 70 - 35 = 35 \text{ cm}$$

$$I_{balok} = \frac{1}{12} b w x h^3 = \frac{1}{12} \times 50 \times 70^3 = 1429166,7 \text{ cm}^4$$

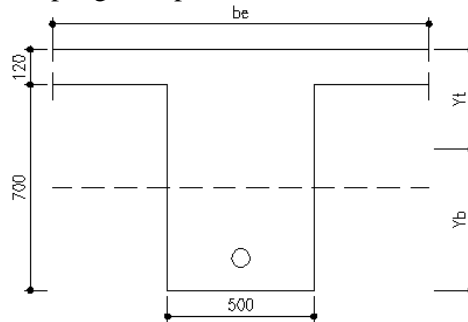
$$W_t = \frac{I_{balok}}{Y_t} = \frac{1429166,7}{35} = 40833,3 \text{ cm}^3$$

$$W_b = \frac{I_{balok}}{Y_b} = \frac{1429166,7}{35} = 40833,3 \text{ cm}^3$$

$$K_t = \frac{W_b}{A} = \frac{40833,3}{3500} = 11,7 \text{ cm}$$

$$K_b = \frac{W_t}{A} = \frac{40833,3}{3500} = 11,7 \text{ cm}$$

b. Penampang Komposit



Gambar 8.1 Penampang Balok Prategang Komposit

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 8.12, lebar efektif sayap balok T tidak boleh melebihi nilai berikut :

- $b_e = \frac{1}{4} L_b = \frac{1}{4} \times 1240 = 310 \text{ cm}$
- $b_e = b_w + 8 h_f = 50 + (8 \times 12) = 146 \text{ cm}$
- $b_e = b_w + \frac{1}{2} (s) = 50 + \frac{1}{2} (550) = 325 \text{ cm}$

Maka dipakai nilai b_e yang terkecil, yaitu 146 cm. Jarak antara balok yang digunakan untuk pembebanan ialah 5,5 m.

Penampang balok prategang menjadi penampang balok T, karena ada pelat lantai. Mutu bahan antara pelat dan balok prategang berbeda, sehingga perlu disamakan terlebih dahulu lebar efektifnya. Perhitungannya sebagai berikut :

$$E_{pelat} = 4700 \times \sqrt{f'_c} = 4700 \times \sqrt{35} = 27806 \text{ MPa}$$

$$E_{balok} = 4700 \times \sqrt{f'_c} = 4700 \times \sqrt{40} = 29725 \text{ MPa}$$

$$b_{ebaru} = \frac{E_{pelat}}{E_{balok}} \times b_e = \frac{27806}{29725} \times 146 = 136,6 \text{ cm}$$

Luas penampang balok prategang didapat sebagai berikut :

$$A_{pelat} = b_e \times t_f = 136,6 \times 12 = 1639 \text{ cm}^2$$

$$A_{balok} = 3500 \text{ cm}^2$$

$$A_{total} = 51389 \text{ cm}^2$$

$$\begin{aligned}
Yt_{komposit} &= \frac{\sum(A \times y)}{\sum A} = \frac{(3500 \times 47) + (1639 \times 6)}{51389} \\
&= 33,9 \text{ cm} \\
Yb_{komposit} &= h_{balok} + t_{pelat} - Yt_{komposit} \\
&= 70 + 12 - 33,9 = 48,1 \text{ cm} \\
dt &= Yt_{komposit} - \frac{1}{2} t_f = 33,9 - \frac{1}{2} (12) = 27,9 \text{ cm} \\
db &= Yb_{komposit} - \frac{1}{2} h = 48,1 - \frac{1}{2} (70) = 13,1 \text{ cm} \\
I_{komposit} &= \left(\frac{1}{12} x b w x t^3 \right) + \left(A b a l o k x d^2 \right) + \left(\frac{1}{12} x b w x t^3 \right) + \left(A p e l a t x d^2 \right) \\
&= \left(\frac{1}{12} \times 50 \times 70^3 \right) + \left(3500 \times 131^2 \right) + \left(\frac{1}{12} \times 1366 \times 12^3 \right) + \left(1639 \times 27,9^2 \right) \\
&= 3325159 \text{ cm}^4 \\
Wt &= \frac{I_{komposit}}{Yt} = \frac{3325159}{33,9} = 98016 \text{ cm}^3 \\
Wb &= \frac{I_{komposit}}{Yb} = \frac{3325159}{13,1} = 69165 \text{ cm}^3 \\
Kt &= \frac{Wb}{A_{total}} = \frac{98016}{51389} = 13,5 \text{ cm} \\
Kb &= \frac{Wt}{A_{total}} = \frac{69165}{51389} = 19,1 \text{ cm}
\end{aligned}$$

8.6 Gaya Prategang Awal (F_o)

Pada perencanaan struktur balok prategang ini, gaya prategang awal (F_o) dapat direncanakan berdasarkan momen yang terjadi pada balok prategang.

Desain pendahuluan dilakukan untuk mengetahui batasan dari nilai gaya prategang yang hendak digunakan. Desain ini dihitung sesuai desain pendahuluan (*Lin and Burns* Subbab 6-1). Momen yang digunakan adalah momen lapangan pada saat beban layan sebesar 1088524700 Nmm

$$F = \frac{M_T}{0,65h} = \frac{1088524700}{0,65 \times 70} = 2392362 \text{ N}$$

Diambil gaya prategang :

$$F_o = 3500000 \text{ N}$$

$$F_{eff} = 0,8 \times F_o = 2800000 \text{ N}$$

Kontrol Tegangan

Tegangan pada setiap tahap pelaksanaan harus dicek dahulu agar memenuhi syarat tegangan ijin tarik maupun tekan. Hal ini dilakukan untuk mengetahui apakah tendon terpasang memiliki tegangan yang sesuai dengan kapasitas ijin beton dalam memikul momen yang terjadi.

- a. Pada saat transfer, sebelum kehilangan prategang (sebelum komposit)

$$M_{lapangan} = 16145 \text{ kgm} = 161448000 \text{ Nmm}$$

$$M_{tumpuan} = 0$$

$$e_{lapangan} = 170 \text{ mm}$$

$$e_{tumpuan} = 0$$

Tumpuan:

Serat atas

$$\sigma_{tk} \geq -\frac{F_o}{A} + \frac{F_o \times e}{W_t} - \frac{M_{balok}}{W_t}$$

$$24,64 \geq -\frac{3500000}{350000} + 0 - 0$$

$$24,64 > 10 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{OK}$$

Serat bawah

$$\sigma_{tk} \geq -\frac{F_o}{A} - \frac{F_o \times e}{W_b} + \frac{M_{balok}}{W_b}$$

$$24,64 \geq -\frac{3500000}{350000} + 0 - 0$$

$$24,64 > 10 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{OK}$$

Lapangan :

Serat atas

$$\sigma_{tr} \geq -\frac{Fo}{A} + \frac{Fo \times e}{Wt} - \frac{M_{balok}}{Wt}$$

$$1,57 \geq -\frac{3500000}{350000} + \frac{3500000 \times 170}{4083333} - \frac{161448000}{4083333}$$

$$1,57 \geq -10 + 14,57 - 3,95$$

$$1,57 > 0,62 \text{ MPa} \rightarrow \text{OK}$$

Serat bawah

$$\sigma_{tk} \geq -\frac{Fo}{A} - \frac{Fo \times e}{Wb} + \frac{M_{balok}}{Wb}$$

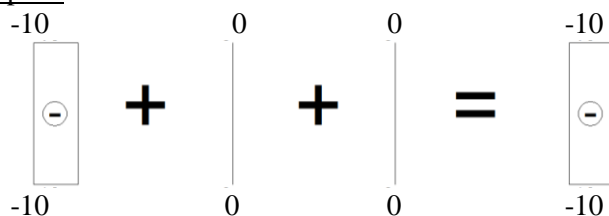
$$21,12 \geq -\frac{3500000}{350000} + \frac{3500000 \times 170}{4083333} + \frac{161448000}{4083333}$$

$$21,12 \geq -10 - 14,57 + 3,95$$

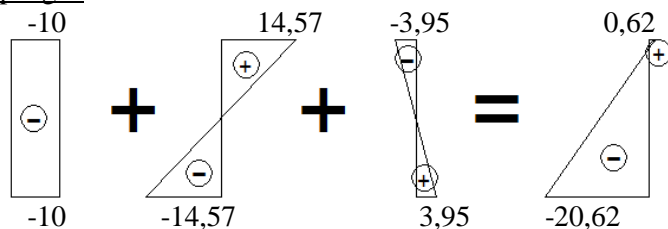
$$21,12 \geq 20,62 \text{ MPa} \rightarrow \text{OK}$$

Diagram tegangan yang timbul akibat berat sendiri balok dapat dilihat pada gambar 8.2.

Tumpuan



Lapangan



Gambar 8.2 Diagram Tegangan Akibat Berat Sendiri Balok

- b. Pada saat sesudah kehilangan prategang (setelah komposit)

Beban Layan

$$M_{\text{lapangan}} = 108852 \text{ kgm} = 1088520000 \text{ Nmm}$$

$$M_{\text{tumpuan}} = 0$$

$$e_{\text{lapangan}} = 170 \text{ mm}$$

$$e_{\text{tumpuan}} = 0$$

Tumpuan :

Serat atas

$$\sigma_{ik} \geq -\frac{F_{eff}}{A} + \frac{F_{eff} \times e}{Wt} - \frac{M_T}{Wt}$$

$$24 \geq -\frac{2800000}{513885} + 0 - 0$$

$$24 \geq 5,45 \text{ MPa} \rightarrow \text{OK}$$

Serat bawah

$$\sigma_{ik} \geq -\frac{F_{eff}}{A} - \frac{F_{eff} \times e}{Wb} + \frac{M_T}{Wb}$$

$$24 \geq -\frac{2800000}{513885} - 0 + 0$$

$$24 \geq 5,45 \text{ MPa} \rightarrow \text{OK}$$

Lapangan :

Serat atas

$$\sigma_{ik} \geq -\frac{F_{eff}}{A} + \frac{F_{eff} \times e}{Wt} - \frac{M_T}{Wt}$$

$$24 \geq -\frac{2800000}{513885} + \frac{2800000 \times 170}{98016275} - \frac{1088520000}{98016275}$$

$$24 \geq -5,45 + 4,86 - 11,11$$

$$24 \geq 11,7 \text{ MPa} \rightarrow \text{OK}$$

Serat bawah

$$\sigma_{ik} \geq -\frac{F_{eff}}{A} - \frac{F_{eff} \times e}{Wb} + \frac{M_T}{Wb}$$

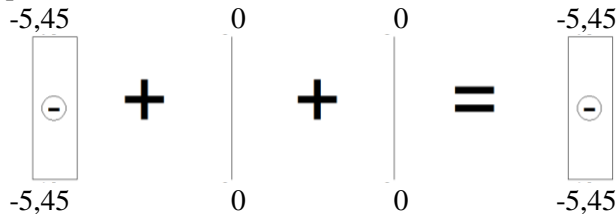
$$3,92 \geq -\frac{2800000}{513885} - \frac{2800000 \times 170}{69165433} + \frac{1088520000}{69165433}$$

$$3,92 \geq -5,45 - 6,88 + 15,74$$

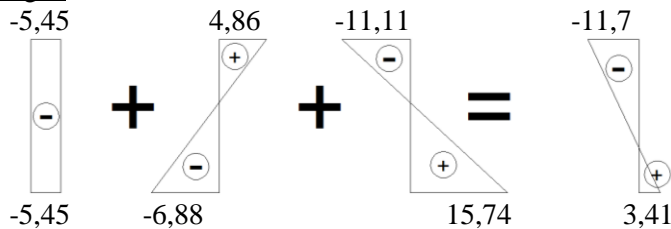
$$3,92 \geq 3,41 \text{ MPa} \rightarrow \text{OK}$$

Diagram tegangan yang timbul saat beban layan dapat dilihat pada gambar 8.3.

Tumpuan



Lapangan



Gambar 8.3 Diagram Tegangan Saat Beban Layan

8.7 Penentuan Tendon yang digunakan

Dari gaya prategang yang telah ditentukan sesuai dengan tegangan ijin maka dapat dilakukan penentuan jumlah kabel strand dan tendon.

Data kabel strand yang direncanakan sebagai baja prategang diperoleh dari tabel VSL (terlampir) dengan spesifikasi sebagai berikut :

Tipe strand : ASTM A 416-06 Grade 270

Diameter : 12,7 mm

Luas (A_s) : 98,7 mm²

Kuat tarik (f_{pu}) : 1860 MPa

Kuat leleh (f_{py}) : 1675 MPa

Penggunaan kabel strand untuk sistem prategang diatur dalam SNI 2847-2013 Pasal 18.5, tentang tegangan ijin untuk baja prategang dimana tegangan akibat gaya pengangkur tendon diambil nilai terkecil dari :

- $0,94 \times f_{py} = 0,94 \times 1675 = 1574,5 \text{ MPa}$
- $0,80 \times f_{pu} = 0,80 \times 1860 = 1488 \text{ MPa}$
- $0,70 \times f_{pu} = 0,70 \times 1860 = 1302 \text{ MPa}$

Dengan nilai tegangan ijin tendon yang didapat, dihitung jumlah luasan strand yang dibutuhkan untuk menghasilkan gata prategang ($F_o = 3500000 \text{ N}$) yang diinginkan.

$$A_{\text{perlu}} = \frac{F_o}{f_{p \text{ max}}} = \frac{3500000}{1302} = 2688 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{A_{\text{perlu}}}{A_s} = \frac{2688}{98,7} = 27,24 \text{ bh} \sim 28 \text{ bh}$$

$$A_{\text{pakai}} = \frac{1}{4} \pi d^2 \times n = \frac{1}{4} \pi \times 12,7^2 \times 28 = 2764 \text{ mm}^2$$

$$A_{\text{pakai}} > A_{\text{perlu}} \rightarrow \text{OK}$$

$$f_{\text{pakai}} = \frac{F_o}{A_{\text{pakai}}} = \frac{3500000}{2764} = 1266 \text{ MPa} < 0,7 f_{pu}$$

Dari data kabel strand yang diperoleh maka direncanakan menggunakan 1 buah tendon dengan spesifikasi sebagai berikut :

Tendon unit : 5-31

Jumlah strand : 28 (strand tipe ASTM)

Minimum breaking load : 5144 kN

8.8 Kehilangan Gaya Prategang

Gaya prategang awal yang diberikan ke elemen beton akan mengalami proses reduksi yang progresif. Reduksi yang mengurangi besarnya gaya prategang awal disebut dengan kehilangan prategang, yang terjadi sesuai dengan tahapan-tahapan kondisi beban kerja. Kehilangan prategang dapat dikelompokkan ke dalam dua kategori, yaitu:

- a. Kehilangan langsung (segera)
Kehilangan langsung adalah kehilangan gaya awal prategang sesaat setelah pemberian gaya prategang pada komponen balok prategang. Kehilangan secara langsung terdiri dari kehilangan akibat pengangkur, akibat gesekan (*wobble effect*), akibat perpendekan elastis, dan akibat kekangan kolom.
- b. Kehilangan tidak langsung
Kehilangan tidak langsung adalah hilangnya gaya awal prategang yang terjadi secara bertahap dan dalam waktu yang relatif lama (tidak secara langsung seketika saat pemberian gaya prategang). Kehilangan tidak langsung terdiri dari kehilangan akibat rangkai, akibat susut, dan akibat relaksasi baja.

8.8.1 Kehilangan Akibat Pengangkur

Kehilangan akibat pengangkur/slip angkur terjadi saat tendon baja dilepas setelah mengalami penarikan dan gaya prategang dialihkan ke angkur. Pada metode *post-tension*, setelah pemberian gaya prategang dan alat jacking dilepas maka angkur yang mengalami tegangan pada saat peralihan cenderung mengalami deformasi sehingga dapat menyebabkan tendon tergelincir. Kehilangan akibat pengangkur diasumsikan sebesar 2,5 mm.

$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

$$L = 12400 \text{ mm}$$

$$\Delta f_{pA} = \frac{2,5}{12400} \times 2000000 = 40,32 \text{ MPa}$$

8.8.2 Kehilangan Akibat Gesekan (*Wobble Effect*)

Perhitungan kehilangan prategang diakibatkan oleh gesekan antara material beton dan baja prategang saat proses pemberian gaya prategang. Kehilangan prategang akibat gesekan (*wobble effect*) dihitung dengan perumusan sebagai berikut :

$$\begin{aligned} \Delta f_{pFR} &= f_i (\mu \alpha + KL) \\ Fo &= 3500000 \text{ N} \\ dt &= 2764 \text{ mm}^2 \\ \mu &= 0,15 \text{ (wire strand tendon)} \\ K &= 0,0016/\text{m (wire strand tendon)} \\ L &= 12400 \text{ mm} \\ \alpha &= \frac{8f}{L} = \frac{8 \times 170}{12400} = 0,11 \text{ rad} \\ fi &= \frac{Fo}{dt} = \frac{3500000}{2764} = 1266 \text{ MPa} \\ \Delta f_{pFR} &= f_i (\mu \alpha + KL) \\ &= 1266 ((0,15 \times 0,11) + (0,0016 \times 12,4)) \\ &= 45,96 \text{ MPa} \end{aligned}$$

8.8.3 Kehilangan Akibat Perpendekan Elastis

Dikarenakan jumlah tendon yang digunakan hanya berjumlah 1 buah, maka kehilangan gaya prategang akibat perpendekan elastis tidak mempengaruhi.

$$\Delta f_{pES} = 0$$

8.8.4 Kehilangan Akibat Rangkak

Rumus perhitungan kehilangan prategang akibat rangkak adalah sebagai berikut :

$$\begin{aligned} CR &= K_{cr} \cdot (E_s/E_c) \cdot [f_{cr} - f_{cds}] \\ K_{cr} &= 1,6 \text{ (metode post-tension)} \end{aligned}$$

$f_{c_{ds}}$ = tegangan beton di daerah c.g.s. akibat seluruh beban mati pada struktur setelah diberi gaya prategang.

$$f_{c_{ds}} = \frac{M_{\text{tambahan}}}{I} = \frac{399583800 \times 170}{3325158733} = 2,04 \text{ MPa}$$

$f_{c_{ir}}$ = tegangan beton di daerah c.g.s. akibat gaya awal prategang setelah terjadi kehilangan langsung.

$$F_{cpi} = (1266 - 40,32 - 45,96 - 0) \times 2764 = 3261544 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} f_{c_{ir}} &= -\frac{F_{cpi}}{A} - \frac{F_{cpi} \times e^2}{I} + \frac{M_{xe}}{I} \\ &= -\frac{3261544}{513885} + \frac{3261544 \times 170^2}{3325158733} - \frac{161448000 \times 170}{3325158733} \\ &= 8,36 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} CR &= K_{cr} \cdot (E_s/E_c) \cdot [f_{c_{ir}} - f_{c_{ds}}] \\ &= 1,6 \times \left(\frac{200000}{29725} \right) \times (8,36 - 2,04) \\ &= 67,96 \text{ MPa} \end{aligned}$$

8.8.5 Kehilangan Akibat Susut

Rumus perhitungan kehilangan prategang akibat susut adalah sebagai berikut :

$$SH = (8,2 \times 10^{-6}) \cdot K_{SH} \cdot E_s [1 - 0,00236(v/s)] \cdot [100 - RH]$$

$$RH = 80\% \text{ (untuk kota Jakarta)}$$

$$K_{sh} = 0,77 \text{ (7 hari)}$$

$$\frac{v}{s} = \frac{513885}{287141} = 1,79$$

$$\begin{aligned} SH &= (8,2 \times 10^{-6}) \times 0,77 \times 200000 \times [1 - 0,00236 \times 1,79] \\ &\times [100 - 80] = 24,19 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

8.8.6 Kehilangan Akibat Relaksasi Baja

Rumus perhitungan kehilangan prategang akibat relaksasi baja adalah sebagai berikut :

$$RE = [K_{re} - J(SH + CR + ES)] \times C$$

Perumusan yang digunakan ini ialah perumusan yang digunakan oleh komisi PCI untuk menyelesaikan serangkaian permasalahan akibat relaksasi baja.

$$K_{re} = 138 \text{ MPa (strand stress relieved 1860 MPa)}$$

$$J = 0,15$$

$$\frac{f_{pi}}{f_{pu}} = \frac{1266}{1860} = 0,68 \rightarrow \text{Diambil nilai } C = 0,89$$

$$RE = [138 - 0,15 (24,19 + 67,96 + 0)] \times 0,89 \\ = 110,52 \text{ MPa}$$

Total kehilangan gaya prategang dapat ditunjukkan pada tabel 8.1.

Tabel 8.1 Resume Kehilangan Gaya Prategang

Level Tegangan Pada Berbagai Tahap	Tegangan Baja (MPa)	Persen
Sesudah Penarikan (0,7 f_{pu})	1266	100.00%
Kehilangan Akibat Pengangkuran	40.32	3.18%
Kehilangan Akibat Gesekan	45.96	3.63%
Kehilangan Akibat Perpendekan Elastis	0.00	0.00%
Kehilangan Akibat Rangkak	67.96	5.37%
Kehilangan Akibat Susut	24.19	1.91%
Kehilangan Akibat Relaksasi Baja	110.52	8.73%
Total Kehilangan	288.95	22.82%
Tegangan Netto Akhir	977.51	77.18%

8.9 Kontrol Gaya Prategang Setelah Kehilangan

Besar gaya prategang yang terjadi setelah kehilangan prategang adalah sebesar berikut :

$$F_{eff} = \frac{100 - 22,82}{100} \times 3500000 = 2701444 \text{ N}$$

Maka balok prategang harus dikontrol lagi dengan gaya prategang yang telah mengalami kehilangan, berikut perhitungannya :

Beban Layan

$$M_{\text{lapangan}} = 108852 \text{ kgm} = 1088520000 \text{ Nmm}$$

$$M_{\text{tumpuan}} = 0$$

$$e_{\text{lapangan}} = 170 \text{ mm}$$

$$e_{\text{tumpuan}} = 0$$

Tumpuan :

Serat atas

$$\sigma_{tk} \geq -\frac{F_{eff}}{A} + \frac{F_{eff} \times e}{W_t} - \frac{M_T}{W_t}$$

$$24 \geq -\frac{2701444}{513885} + 0 - 0$$

$$24 \geq 5,26 \text{ MPa} \rightarrow \text{OK}$$

Serat bawah

$$\sigma_{tk} \geq -\frac{F_{eff}}{A} - \frac{F_{eff} \times e}{W_b} + \frac{M_T}{W_b}$$

$$3,92 \geq -\frac{2701444}{513885} + 0 - 0$$

$$3,92 \geq 5,26 \text{ MPa} \rightarrow \text{OK}$$

Lapangan :

Serat atas

$$\sigma_{tk} \geq -\frac{F_{eff}}{A} + \frac{F_{eff} \times e}{W_t} - \frac{M_T}{W_t}$$

$$24 \geq -\frac{2701444}{513885} + \frac{2701444 \times 170}{98016275} - \frac{1088520000}{98016275}$$

$$24 \geq -5,26 + 4,69 - 11,11$$

$$24 \geq 11,68 \text{ MPa} \rightarrow \text{OK}$$

Serat bawah

$$\sigma_{ik} \geq -\frac{F_{eff}}{A} - \frac{F_{eff} \times e}{Wb} + \frac{M_T}{Wb}$$

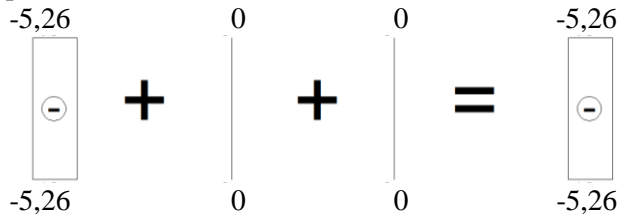
$$3,92 \geq -\frac{2701444}{513885} - \frac{2701444 \times 170}{69165433} + \frac{1088520000}{69165433}$$

$$3,92 \geq -5,26 - 6,64 + 15,74$$

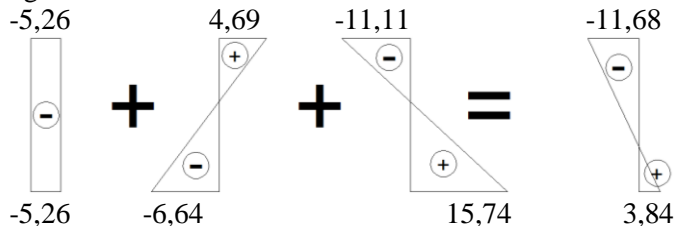
$$3,92 \geq 3,84 \text{ MPa} \rightarrow \text{OK}$$

Diagram tegangan yang timbul akibat beban layan dapat dilihat pada gambar 8.4.

Tumpuan



Lapangan



Gambar 8.4 Diagram Tegangan Saat Beban Layan

8.10 Kontrol Lendutan

Kemampuan layan struktur beton prategang ditinjau dari perilaku defleksi komponen tersebut. Elemen beton prategang memiliki dimensi yang lebih langsing dibanding beton bertulang biasa sehingga kontrol lendutan sangat diperlukan untuk memenuhi batas layan yang disyaratkan.

8.10.1 Lendutan Saat Jacking

- Lendutan akibat tekanan tendon

Tekanan tendon menyebabkan balok tertekuk keatas sehingga lendutan yang terjadi berupa lendutan keatas (*chamber*)

$$P_o = \frac{8xFoxe}{L^2} = \frac{8x3500000x170}{12400^2} = 30,96 \text{ N/mm}$$

$$\begin{aligned}\Delta l_{po} &= \frac{5}{384} \times \frac{P_o x L^4}{Ec x I} \\ &= \frac{5}{384} \times \frac{30,96 x 12400^4}{29725 x 142916666} = 22,4 \text{ mm}(\uparrow)\end{aligned}$$

- Lendutan akibat beban mati

$$q_{balok} = 840 \text{ kg/m}$$

$$\begin{aligned}\Delta l_{po} &= \frac{5}{384} \times \frac{q x L^4}{Ec x I} \\ &= \frac{5}{384} \times \frac{8,4 x 12400^4}{29725 x 142916666} = 6,1 \text{ mm}(\downarrow)\end{aligned}$$

$$\text{Jumlah total lendutan} = 22,4 - 6,1 = 16,3 \text{ mm}(\uparrow)$$

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 9.5.4, lendutan pada komponen beton prategang harus memenuhi syarat lendutan ijin berikut ini :

$$\Delta_{ijin} = \frac{L}{480} = \frac{12400}{480} = 25,8 \text{ mm}$$

$$\Delta < \Delta_{ijin}$$

$$16,3 \text{ mm} < 25,8 \text{ mm} \rightarrow \text{OK}$$

8.10.2 Lendutan Saat Beban Bekerja

- Lendutan akibat tekanan tendon

Tekanan tendon menyebabkan balok tertekuk keatas sehingga lendutan yang terjadi berupa lendutan keatas (*chamber*)

$$P_o = \frac{8xFe}{L^2} = \frac{8x2701444x170}{12400^2} = 23,9 \text{ N/mm}$$

$$\begin{aligned}\Delta l_{po} &= \frac{5}{384} \times \frac{P_o x L^4}{Ec x I} \\ &= \frac{5}{384} \times \frac{23,9 x 12400^4}{29725 x 3325158783} = 7,4 \text{ mm}(\uparrow)\end{aligned}$$

- Lendutan akibat beban mati dan beban hidup

$$q_u = 5664 \text{ kg/m}$$

$$\begin{aligned}\Delta l_{po} &= \frac{5}{384} \times \frac{q_u x L^4}{Ec x I} \\ &= \frac{5}{384} \times \frac{56,64 x 12400^4}{29725 x 3325158783} = 17,6 \text{ mm}(\downarrow)\end{aligned}$$

$$\text{Jumlah total lendutan} = 7,4 - 17,6 = 10,2 \text{ mm}(\downarrow)$$

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 9.5.4, lendutan pada komponen beton prategang harus memenuhi syarat lendutan ijin berikut ini :

$$\Delta_{ijin} = \frac{L}{480} = \frac{12400}{480} = 25,8 \text{ mm}$$

$$\Delta < \Delta_{ijin}$$

$$10,2 \text{ mm} < 25,8 \text{ mm} \rightarrow \text{OK}$$

8.11 Daerah Limit Kabel

Daerah limit kabel adalah daerah dimana kabel tendon prategang boleh berada tanpa menimbulkan tegangan-tegangan yang menyalahi tegangan yang diijinkan.

Mencari jari-jari inersia :

$$i = \sqrt{\frac{I_c}{A_c}} = \sqrt{\frac{3325158783}{513885}} = 254,4 \text{ mm}$$

Batas paling atas letak kabel prategang agar tidak terjadi tegangan serat paling bawah beton adalah :

$$Kt = \frac{Wb}{A_{total}} = \frac{98016}{51389} = 13,5 \text{ cm}$$

Batas paling bawah letak kabel prategang agar tidak terjadi tegangan serat paling atas beton adalah :

$$Kb = \frac{Wt}{A_{total}} = \frac{69165}{51389} = 19,1 \text{ cm}$$

Mencari nilai daerah limit kabel :

$$a_1 = \frac{M_T}{F} = \frac{1088524700}{2701444} = 402,9 \text{ mm}$$

$$a_2 = \frac{M_G}{F_o} = \frac{161448000}{3500000} = 46,1 \text{ mm}$$

Posisi Tendon

Bentuk lintasan tendon adalah parabola dan untuk mengetahui posisi tendon digunakan persamaan garis lengkung. Perhitungan ditinjau setengah bentang dan persamaan parabola ditunjukkan pada gambar 8.5.

$$Y_i = \frac{4 \cdot f \cdot x_i \cdot (L - x_i)}{L^2}$$



Gambar 8.5. Penentuan Posisi Tendon dengan Persamaan Parabola

Sehingga apabila posisi tendon dihitung jarak dari tepi serat bawah balok, maka : Posisi tendon = $Y_b - Y$

Hasil perhitungan letak posisi tendon ditunjukkan pada tabel 8.2.

Tabel 8.2 Perhitungan Letak Posisi Tendon

Jarak tinjau X_i (mm)	Y_i (mm)	Letak tendon dari tepi bawah (mm)
0	0	480.75
1550	74.38	406.38
3100	127.50	353.25
4650	159.38	321.38
6200	170.00	310.75

8.12 Perencanaan Tulangan Lunak

Penulangan tarik tambahan pada balok prategang terdiri dari tulangan yang memikul geser dan ditambah tulangan yang dipasang untuk menanggulangi tegangan tarik berlebih.

Dikarenakan sistem perletakkan balok adalah konsol pendek, maka tulangan lunak dipasang tulangan praktis sebagai penahan tulangan geser, direncanakan 2D25 sebagai tulangan tekan dan 2D25 sebagai tulangan tarik.

8.13 Perencanaan Tulangan Geser

Dikarenakan sistem perletakkan balok adalah konsol pendek maka M_{pr} diasumsikan tidak ada sehingga perencanaan tulangan geser didasarkan dari V_u balok

Dari perhitungan pembebanan didapat :

Beban balok = 840 kg/m

Beban mati = 2079 kg/m

Beban hidup = 2744,5 kg/m

Q_u = 1,2 D + 1 L

= 1,2 x (840+2079) + 2744,5

= 6247,3 kg/m

$$\begin{aligned}
 Vu &= Qu \times \frac{1}{2} L \\
 &= 6247,3 \times \frac{1}{2} (12,4) = 38733 \text{ kg} = 387330 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Daerah Sendi Plastis (Tumpuan)

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 21.5.4.2, tulangan transversal untuk memikul geser dengan menganggap $V_c = 0$, apabila gaya geser akibat gempa (M_{pr}) $> 0,5 \times$ total geser akibat kombinasi beban gempa dan gravitasi.

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 21.5.4.2, tulangan transversal untuk memikul geser dengan menganggap $V_c = 0$, apabila :

$$\frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{Ln} > 0,5 \times 387330 \text{ N}$$

$$0 < 86242 \text{ N} \rightarrow V_c \text{ dihitung}$$

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 11.2.1.1, kuat geser beton yang terbebani geser dan lentur saja ditentukan sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 V_c &= 0,17 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d \\
 &= 0,17 \times \sqrt{40} \times 500 \times 635,5 = 334938 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$V_s = \frac{V_e}{0,75} - V_c = \frac{387330}{0,75} - 334938 = 181506 \text{ N}$$

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 11.4.7.9, kuat geser (V_s) tidak boleh diambil lebih besar dari $V_{s\text{maks}}$.

$$\begin{aligned}
 V_{s\text{maks}} &= 0,66 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d \\
 &= 0,66 \times \sqrt{40} \times 500 \times 635,5 = 1339752 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$V_s < V_{s\text{maks}}$$

$$181506 \text{ N} < 1339752 \text{ N} \rightarrow \text{OK}$$

Direncanakan menggunakan sengkang 2 kaki, maka :

$$A_v = 2 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 13^2 = 226,08 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s} = \frac{226,8 \times 240 \times 635,5}{181506} = 189,98 \text{ mm}$$

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 21.5.3.2, spasi sengkang pada daerah tumpuan tidak boleh melebihi nilai yang terkecil dari berikut :

$$s < d/4 = 635,5/4 = 159 \text{ mm}$$

$$s < 6db = 6 \times 25 = 150 \text{ mm}$$

$$s < 150 \text{ mm}$$

Sehingga dipasang sengkang Ø13 – 150 mm sepanjang $2h = 2 \times 700 = 1400 \text{ mm}$ dari muka kolom.

Daerah Di Luar Sendi Plastis (Lapangan)

Dikarenakan V_u kiri dan kanan sama maka disimpulkan $V_u = 0$ ketika ditengah bentang.

$$V_u = 0$$

Gaya geser rencana diluar $2h$ dari muka kolom (di luar sendi plastis) didapat dengan perbandingan segitiga sebagai berikut :

$$\frac{6200 - 1400}{6200} = \frac{V_u}{387330}$$

$$V_u = 299870 \text{ N}$$

Sehingga untuk sengkang di luar sendi plastis di gunakan $V_u = 299870 \text{ N}$

$$V_c = 0,17 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d$$

$$= 0,17 \times \sqrt{40} \times 500 \times 635,5 = 334938 \text{ N}$$

$$V_s = \frac{V_u}{0,75} - V_c = \frac{299870}{0,75} - 334938 = 64889 \text{ N}$$

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 11.4.7.9, kuat geser (V_s) tidak boleh diambil lebih besar dari $V_{s\text{maks}}$.

$$V_{s\text{maks}} = 0,66 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d$$

$$= 0,66 \times \sqrt{40} \times 500 \times 635,5 = 1339752 \text{ N}$$

$$V_s < V_{s\text{maks}}$$

$$64889 \text{ N} < 1339752 \text{ N} \rightarrow \text{OK}$$

Direncanakan menggunakan sengkang 2 kaki, maka :

$$A_v = 2 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 13^2 = 226,08 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s} = \frac{226,8 \times 240 \times 635,5}{64889} = 531,39 \text{ mm}$$

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 21.5.3.4, spasi sengkang pada daerah lapangan tidak boleh melebihi :

$$s < d/2 = 635,5/2 = 318 \text{ mm}$$

Sehingga dipasang sengkang D13 – 300 mm pada daerah lapangan.

8.14 Kontrol Momen Nominal

Kontrol penampang dilakukan untuk mengetahui kekuatan batas penampang rencana apakah mampu menahan momen ultimate yang terjadi, baik dari beban hidup dan mati maupun setelah menerima gempa.

Nilai momen nominal yang terjadi bergantung desain penampang apakah menggunakan tulangan lunak atau tidak. Dalam perhitungan ini, konsep kesetimbangan gaya-gaya horizontal harus dipenuhi, dimana gaya tekan C dalam beton dan gaya tarik T dalam baja harus seimbang.

$$C = T$$

$$\text{Tendon} \rightarrow A_{ps} = 2764 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tulangan tarik (2 D25)} \rightarrow A_s = 981,25 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tulangan tekan (2 D25)} \rightarrow A_s' = 981,25 \text{ mm}^2$$

$$h = 700 \text{ mm}$$

$$b = 500 \text{ mm}$$

$$d = 700 - 40 - 13 - 25/2 = 634,5 \text{ mm}$$

$$ds' = 40 + 13 - 25/2 = 65,5 \text{ mm}$$

$$dp = 700 - 350 + 170 = 520 \text{ mm}$$

$$f_{pu} = 1860 \text{ MPa}$$

$$f_{py} = 1675 \text{ MPa}$$

$$f_c' = 40 \text{ MPa}$$

$$f_y = 400 \text{ MPa}$$

$$\beta_1 = 0,85 - 0,05 \times \left(\frac{40 - 28}{7} \right) = 0,764$$

Menghitung regangan efektif pada baja prategang :

$$\begin{aligned}\varepsilon &= \left(\frac{0,7 f_{pu} - losses}{E_{ps}} \right) \\ &= \left(\frac{1302 - 288,95}{200000} \right) = 0,00507\end{aligned}$$

Dilakukan *trial and error*, didapatkan garis netral sebesar $c = 301,44$ mm

Menghitung regangan-regangan yang terjadi :

$$\begin{aligned}\varepsilon_s &= 0,003 \times \left(\frac{ds - c}{c} \right) \\ &= 0,003 \times \left(\frac{634,5 - 301,44}{301,44} \right) = 0,0033 \\ \varepsilon_p &= 0,003 \times \left(\frac{dp - c}{c} \right) + \varepsilon \\ &= 0,003 \times \left(\frac{520 - 301,44}{301,44} \right) + 0,00507 = 0,0072\end{aligned}$$

Dari grafik hubungan tegangan dan regangan untuk strand dengan $f_{pu} = 1860$ MPa, didapatkan $f_{ps} = 1386,13$ MPa.

$$\begin{aligned}\varepsilon_s' &= 0,003 \times \left(\frac{c - ds'}{c} \right) \\ &= 0,003 \times \left(\frac{301,44 - 65,5}{301,44} \right) \\ &= 0,0023 < 0,003 \rightarrow f_s' \neq f_y\end{aligned}$$

Dari grafik hubungan tegangan dan regangan untuk baja dengan $f_y = 400$ MPa, didapatkan $f_s' = 313,08$ MPa.

$$\begin{aligned}a &= \beta_1 \times c = 0,764 \times 301,44 = 230,39 \text{ mm}^2 \\ C &= (0,85 \times f'c \times b \times a) + (A_s' \times f_s') \\ &= (0,85 \times 40 \times 500 \times 230,39) + (981,25 \times 313,08) \\ &= 4223962 \text{ MPa}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 T &= T_s + T_p \\
 &= 392699 + 3831263 \\
 &= 4223962 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

Sehingga kesetimbangan gaya telah terpenuhi.

Momen Nominal yang Disumbangkan oleh Tendon

$$\begin{aligned}
 Mn &= A_{ps} \times f_{ps} \times (dp - a/2) \\
 &= 2764 \times 1386,13 \times (520 - 230,39/2) \\
 &= 1550918813 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

Momen Nominal yang Disumbangkan oleh Tulangan Lunak

Tulangan Tarik :

$$\begin{aligned}
 Mn_{tarik} &= (A_s \times f_s - A_s' \times f_s') \times (ds - a/2) \\
 &= 981,25 \times 400 \times (634,5 - 230,39/2) \\
 &= 44311953 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

Tulangan Tekan :

$$\begin{aligned}
 Mn_{tekan} &= A_s' \times f_s' \times (ds - ds') \\
 &= 981,25 \times 313,08 \times (634,5 - 65,5) \\
 &= 174893486 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

Momen Nominal Total

$$\begin{aligned}
 Mn_{Total} &= 1550918813 + 44311953 + 174893486 \\
 &= 1770124252 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

$$\phi Mn \geq Mu$$

$$0,9 \times 1770124252 \geq 1088524700$$

$$1593111827 \text{ Nmm} \geq 1088524700 \text{ Nmm} \rightarrow \text{OK}$$

Sehingga hasil perhitungan beton prategang saat ada penambahan baja lunak telah memenuhi persyaratan.

8.15 Kontrol Momen Retak

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 18.8.2, jumlah total tulangan prategang dan bukan prategang harus cukup untuk menghasilkan beban terfaktor paling sedikit 1,2 kali beban retak yang terjadi berdasarkan nilai modulus retak sebesar $f_r = 0,62\lambda \sqrt{f'_c}$.

$$\phi Mn \geq 1,2 M_{cr}$$

$$F = 2701444 \text{ N}$$

$$Kt = 134,6 \text{ mm}$$

$$e = 170 \text{ mm}$$

$$Wb = 69165433 \text{ mm}^3$$

$$fr = 0,62\lambda\sqrt{f'_c} = 0,62 \times 1 \times \sqrt{40} = 3,92 \text{ MPa}$$

$$M_{cr} = \left(\frac{F}{A} \times \frac{I}{Yb} \right) + \left(\frac{F \times e \times Y}{I} \times \frac{I}{Yb} \right) - \left(fr \times \frac{I}{Yb} \right)$$

$$\begin{aligned} M_{cr} &= (F \times Kt) + (F \times e) - (fr \times Wb) \\ &= (2701444 \times 134,6) + (2701444 \times 170) - (3,92 \times 69165433) \\ &= 551628642 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Masukkan persyaratan kontrol momen retak dengan perumusan di bawah ini :

$$\phi M_n > 1,2 M_{cr}$$

$$0,9 \times 1770124252 > 1,2 \times 551628642$$

$$1593111827 \text{ Nmm} > 661954370 \text{ Nmm} \rightarrow \text{OK}$$

Sehingga dengan kontrol momen retak maka hasil perhitungan beton prategang telah memenuhi persyaratan.

8.16 Pengangkur Ujung

Balok Prategang dengan metode *post-tension* rentan mengalami kegagalan dikarenakan terjadi tekanan yang sangat besar pada tumpuan, maka harus ditambah perkuatan dengan asumsi keadaan ekstrim yaitu saat transfer dimana kekuatan prategang maksimum dan kekuatan beton minimum.

Dalam perencanaan ini digunakan angkur hidup. Hal ini dikarenakan metode pemberian gaya prategang dengan sistem *post-tension*. Penulangan pengekanan di seluruh pengangkur harus sedemikian rupa hingga mencegah pembelahan dan bursting yang merupakan hasil dari gaya tekan terpusat besar yang disalurkan melalui alat angkur.

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 20.13.5, metode perhitungan perencanaan daerah pengangkur global mensyaratkan untuk mengalikan gaya tendon dengan faktor beban sebesar 1,2.

$$Fo = 3500000$$

$$Pu = 1,2 Fo = 1,2 \times 3500000 = 4200000 \text{ N}$$

Salah satu metode perhitungan yang dapat digunakan untuk perencanaan daerah pengangkuran global yaitu :

$$T_{Pencar} = 0,25 \Sigma Pu \left(1 - \frac{a}{h} \right)$$

$$d_{Pencar} = 0,5 (h - 2e)$$

Dimana :

ΣPu = Jumlah gaya tendon terfaktor total untuk pengaturan penarikan tendon yang ditinjau

a = Tinggi angkur atau kelompok angkur yang berdekatan pada arah yang ditinjau

e = Eksentrisitas angkur atau kelompok angkur yang berdekatan terhadap sumbu berat penampang (selalu diambil sebagai nilai positif)

h = Tinggi penampang pada arah yang ditinjau

Diperoleh nilai sebagai berikut :

$$a = 315 \text{ mm (angkur dengan strand 5-31)}$$

$$e = 0 \text{ mm}$$

$$h = 700 \text{ mm}$$

Sehingga diperoleh hasil sebagai berikut :

$$T_{Pencar} = 0,25 \times 4200000 \left(1 - \frac{315}{700} \right)$$

$$= 577500 \text{ N}$$

$$d_{Pencar} = 0,5 (700 - 2 \times 0) = 350 \text{ mm}$$

$$A_{vp} = \frac{T_{Pencar}}{f_y} = \frac{577500}{400} = 1443,75 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan D13 dipasang 4 kaki ($A_v = 530,66 \text{ mm}^2$), maka kebutuhan tulangan sengkang sebanyak :

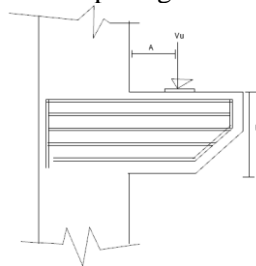
$$n = \frac{A_{vp}}{A_v} = \frac{1443,75}{530,66} = 2,72 \sim 3 \text{ buah}$$

$$s = \frac{d_{Pencar}}{n} = \frac{350}{3} = 116,7 \text{ mm}$$

Spasi antar sengkang diambil sebesar 100 mm. Sehingga dipasang sengkang 3D13 – 100 mm.

8.17 Perhitungan Konsol Pendek

Dimensi konsol pendek harus direncanakan agar dapat menahan reaksi yang diakibatkan balok beton prategang. Sketsa konsol pendek dapat dilihat pada gambar 8.6.



Gambar 8.6. Sketsa Konsol Pendek

8.17.1 Data Perencanaan

$$\begin{aligned} V_u &= 387333 \text{ N} \\ N_u &= 0,2 \times V_u = 77467 \text{ N} \\ a &= 200 \text{ mm} \\ b &= 500 \text{ mm} \\ h &= 200 \text{ mm} \\ d &= 133 \text{ mm} \\ C_c &= 40 \text{ mm} \\ \text{Tul. } S &= 25 \text{ mm} \\ \text{Tul. } H &= 16 \text{ mm} \\ f'_c &= 40 \text{ Mpa} \\ f_y &= 400 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

8.17.2 Kontrol Dimensi

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 11.8.3.2.1, konsol memiliki batasan dimensi yang mengatakan bahwa V_n tidak boleh melebihi nilai terkecil dari berikut :

- $0,2 f'c b d = 532000 \text{ N}$
- $(3,3+0,08 f'c) b d = 432250 \text{ N}$
- $11 b d = 731500 \text{ N}$

$$V_n = \frac{V_u}{\phi} = \frac{V_u}{0,75} = 516443 \text{ N}$$

$$V_n > (3,3+0,08 f'c) b d$$

$$516443 \text{ N} > 432250 \text{ N} \rightarrow \text{OK}$$

8.17.3 Penulangan Konsol

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 11.8.3, konsol harus mampu menahan momen terfaktor yang diakibatkan balok prategang yang mana dirumuskan sebagai berikut :

$$\begin{aligned} M_u &= [V_u \cdot a + N_{uc} (h-d)] \\ &= [387333 \times 200 + 77467 (200 - 133)] \\ &= 82656777 \text{ N} \end{aligned}$$

Desain tulangan geser-friksi, untuk menahan V_u :

$$A_{vf} = \frac{V_n}{\mu \cdot f_y} = \frac{516443}{1,4 \cdot 400} = 922,22 \text{ mm}^2$$

Desain tulangan untuk menahan momen terfaktor (M_u)

:

$$A_f = \frac{M_u}{0,85 \cdot \phi \cdot f_y \cdot d} = \frac{82656777}{0,85 \cdot 0,8 \cdot 400 \cdot 133} = 2284,85 \text{ mm}^2$$

Desain tulangan untuk menahan gaya tarik terfaktor (N_u) :

$$A_n = \frac{N_u}{\phi \cdot f_y} = \frac{77467}{0,8 \cdot 400} = 242,08 \text{ mm}$$

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 11.8.3.5, luas tulangan tarik utama (A_{sc}) tidak boleh kurang dari yang lebih besar dari berikut :

- $(A_f + A_n) = 2526,93 \text{ mm}^2$
- $(0,66 A_{vf} + A_n) = 850,75 \text{ mm}^2$

$$\bullet \quad 0,04 \left(\frac{f'c}{f_y} \right) b.d = 266 \text{ mm}^2$$

Maka diambil $A_{sc} = 2526,93 \text{ mm}^2$. Digunakan tulangan D22 ($A_v = 379,94 \text{ mm}^2$), maka kebutuhan tulangan tarik utama sebanyak :

$$n = \frac{A_{sc}}{A_v} = \frac{2526,93}{379,94} = 6,65 \sim 7 \text{ buah}$$

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 11.8.4, luas total sengkang tertutup (A_h) tidak boleh kurang dari :

$$\begin{aligned} A_h &= 0,5 (A_{sc} - A_n) \\ &= 0,5 (2526,93 - 242,08) = 1142,43 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan D16 ($A_v = 200,96 \text{ mm}^2$), maka kebutuhan tulangan sengkang sebanyak :

$$n = \frac{A_h}{A_v} = \frac{1142,43}{200,96} = 5,68 \sim 6 \text{ buah}$$

8.18 Metode Konstruksi Balok Prategang

Balok prategang yang digunakan adalah balok pracetak *half beam*. Pada saat sebelum komposit, balok prategang akan diletakkan pada konsol kolom sebagai tumpuan. Setelah balok berada pada posisinya, selanjutnya dicor kembali hingga mencapai ketebalan rencana atau disebut *overtopping*. Pengecoran ini dilakukan bersamaan dengan pengecoran *overtopping* pelat lantai. Balok prategang juga akan dianalisis dalam kondisi pengangkatan.

8.18.1 Pembuatan Balok Prategang

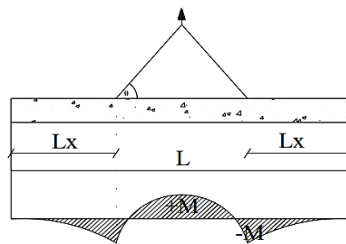
Sistem balok prategang yang dipakai yaitu *post – tension*. Langkah – langkah yang pengerjaannya yaitu sebagai berikut :

1. Siapkan formwork dan pasang tulangan pada cetakan.
2. Setelah itu pasang selongsong (tempat tendon akan dimasukkan).

3. Kemudian tendon di masukan pada selongsong.
4. Pasang grouting.
5. Pasang angkur mati di satu sisi beton kemudian cor beton pada sisi tersebut. Tujuan penjangkaran ini untuk menghindari pergerakan tendon dari sisi beton lainnya yang akan ditarik.
6. Cor beton seluruhnya pada cetakan, kemudian tunggu hingga beton mongering, diambil waktu curing 14 hari. Berdasarkan koefisien tabel konversi kekuatan dalam PBI 1971, kekuatan yang diharapkan telah mencapai 35,2 MPa pada saat dilakukan jacking.
7. Setelah beton mengering, pada sisi lainnya dipasang stressing angkur dan tarik menggunakan hydraulic-jack.
8. Potong tendon yang berlebih.
9. Pasang jangkar di sisi yang sudah di tarik.
10. Balok prategang siap diangkat ke lokasi menggunakan tower crane (brosur tower crane terlampir).

8.18..2 Analisis Balok Saat Pengangkatan

Elemen balok harus dirancang untuk menghindari kerusakan pada waktu proses pengangkatan. Titik pengangkatan dan kekuatan tulangan angkat harus menjamin keamanan elemen balok tersebut dari kerusakan. Pada bagian ini, digunakan titik angkat sebanyak 2 buah. Diagram momen akibat pengangkatan dapat dilihat pada gambar 8.7.



Gambar 8.7. Momen Akibat Pengangkatan Balok

Beban yang bekerja adalah berat sendiri balok prategang. Pada saat pengangkatan, perlu dilakukan kontrol terhadap retak beton balok. Kontrol retak ini mengasumsikan bahwa balok diangkat setelah beton berumur 14 hari. Selain itu, kontrol terhadap kekuatan pengangkatan, tegangan yang terjadi, dan lendutan juga perlu diperhatikan. Letak pengangkatan dapat dilihat pada gambar 8.8.



Gambar 8.8. Pengangkatan untuk Pengangkatan Balok

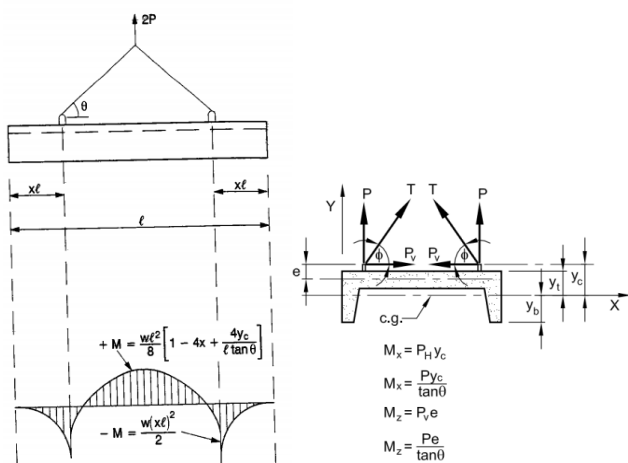
Pembebanan Balok Prategang Saat Pengangkatan

- Berat Sendiri (DL) = $0,5 \times 0,7 \times 2400 = 840 \text{ kg/m}$
- Berat Kejut = $0,5 \times 840 = 420 \text{ kg/m}$
- $qD = 1260 \text{ kg/m}$

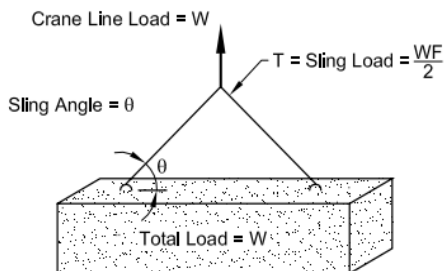
$$\text{Kombinasi beban} = 1,2qD = 1,2 \times 1260 = 1512 \text{ kg/m}$$

Dari perhitungan pembebanan diatas dapat dicari momen yang terjadi saat pengangkatan balok prategang itu sendiri.

Pada saat pengangkatan direncanakan menggunakan 2 buah titik angkat yang sudah disediakan, ilustrasi pengangkatan dapat dilihat pada gambar 8.9 dan 8.10.



Gambar 8.9. Titik Pengangkatan



	Multiplication Factor "F" for the Total Load on Sling With a Sling Angle of θ				
θ	90°	75°	60°	45°	30° ^a
F	1.00	1.04	1.16	1.41	2.00
NOTE: θ is usually not less than 60°. check bi-directional sling angle.					
^a A 30° sling angle is not recommended.					

Gambar 8.10 Sudut Pengangkatan

$$M+ = \frac{qu l^2}{8} \left[1 - 4x + \frac{4 y_c}{l \tan \theta} \right]$$

$$M- = \frac{qu (x l)^2}{2}$$

$$Y_t = Y_b = \frac{h_{pracetak}}{2} = \frac{700}{2} = 350 \text{ mm}$$

$$Y_c = Y_t + 50 \text{ mm} = 350 + 50 = 400 \text{ mm}$$

$$\theta = 60^\circ$$

$$X = \frac{1 + \frac{4Y_c}{L x \operatorname{tg} \theta}}{2 \left(1 + \sqrt{1 + \frac{Y_t}{Y_b} \left(1 + \frac{4Y_c}{L x \operatorname{tg} \theta} \right)} \right)}$$

$$X = \frac{1 + \frac{4(400)}{12400 x \operatorname{tg} 60}}{2 \left(1 + \sqrt{1 + \frac{350}{350} \left(1 + \frac{4(400)}{12400 x \operatorname{tg} 60} \right)} \right)} = 0,28$$

$$M+ = \frac{1512 (12,4)^2}{8} \left[1 - 4(0,28) + \frac{4 (0,4)}{12,4 (\tan 60)} \right]$$

$$M+ = 8797,8041 \text{ kgm} = 87978041 \text{ Nmm}$$

$$M- = \frac{1209,6 (0,28 \times 8)^2}{2}$$

$$M- = 8797,8041 \text{ kgm} = 87978041 \text{ Nmm}$$

$$M+ = M-$$

$$M_{angkat} < Mu_{Total} = 1088524700 \text{ Nmm}$$

Maka tulangan terpasang 2D25 mampu untuk menahan momen akibat pengangkatan.

Halaman ini sengaja dikosongkan

BAB IX DESAIN STRUKTUR BAWAH

9.1 Struktur Bawah

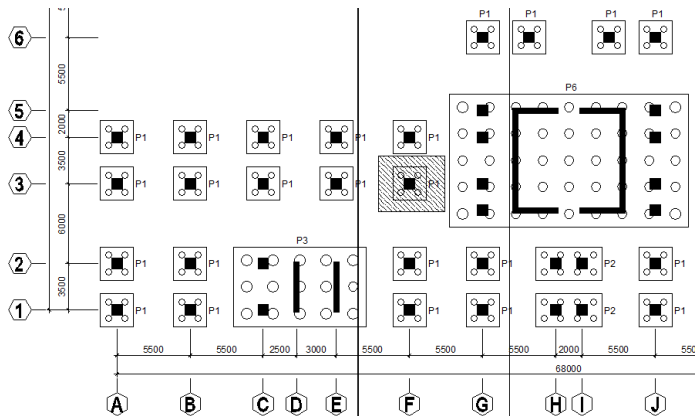
Dalam merencanakan struktur bawah harus memperhatikan jenis tanah dan kondisi tanah di lokasi. Hal tersebut sangat berkaitan dengan daya dukung tanah dalam memikul beban yang ada di atasnya. Komponen struktur bawah yang akan direncanakan terdiri dari pondasi tiang pancang, poer (*pile cap*), dan sloof (*tie beam*).

9.2 Data Tanah

Data tanah pada perencanaan pondasi ini diambil sesuai dengan data penyelidikan tanah di daerah Jakarta yang dianggap dapat mewakili kondisi tanah pada perencanaan Gedung Apartemen *Elpis Residence*. Data tanah yang telah tersedia dilapangan meliputi data penyelidikan tanah hasil uji *Standard Penetration Test* (SPT) yang telah terlampir.

9.3 Desain Pondasi Tiang Pancang

Pondasi tiang pancang kolom yang akan dianalisis yaitu kolom as F-3 seperti yang ditunjukkan pada gambar 9.1.



Gambar 9.1 Lokasi Pondasi Kolom yang Ditinjau

9.3.1 Data Perencanaan

Pondasi pada gedung apartemen ini direncanakan memakai pondasi tiang pancang beton (*Concrete Pile*) dengan penampang bulat berongga (*Round Hollow*) dari produk dari PT. WIKA Beton. Spesifikasi tiang pancang yang akan digunakan adalah sebagai berikut:

- Kedalaman : 28 m
- Diameter : 0,5 m
- Mutu beton (f'_c) : 52 MPa
- Kuat tarik (f_y) : 240 MPa
- Klasifikasi : A1
- *Thickness wall* : 90 mm
- *Concrete cross section* : 1159 cm²
- *Section inersia* : 255324 cm⁴
- Berat : 290 kg/m
- *Modulus (E)* : 33892 MPa
- *Bending moment crack* : 10,5 tm
- *Bending momen ultimate* : 15,75 tm
- *Allowable axial load* : 185,3 tm

9.3.2 Daya Dukung Tanah

Daya dukung pada pondasi tiang pancang ditentukan oleh dua hal, yaitu daya dukung perlawanan tanah dari unsur dasar tiang pondasi (Q_p) dan daya dukung tanah dari unsur lekatan lateral tanah (Q_s). Sehingga daya dukung total dari tanah dapat dirumuskan :

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

Disamping peninjauan berdasarkan kekuatan tanah tempat pondasi tiang pancang di tanam, daya dukung suatu tiang juga harus ditinjau berdasarkan kekuatan bahan tiang pancang tersebut. Hasil daya dukung yang menentukan yang dipakai sebagai daya dukung ijin tiang. Perhitungan daya dukung dapat ditinjau dari dua keadaan, yaitu :

9.3.2.1 Daya Dukung Tanah Tiang Pancang Tunggal

Perhitungan daya dukung tiang pancang ini dilakukan berdasarkan hasil uji *Standard Penetration Test* (SPT). Daya dukung ijin satu tiang pancang dianalisis berdasarkan nilai N-SPT pada kedalaman 28 m seperti diperlihatkan pada tabel 9.1.

K = Koefisien karakteristik tanah

N_p = Harga rata-rata SPT di sekitar 4D di atas hingga 4D di bawah dasar tiang pondasi

A_p = Luas penampang dasar tiang

N_s = Harga rata-rata sepanjang tiang yang tertanam, dengan batasan $3 \leq N \leq 50$

A_s = keliling x panjang tiang yang terbenam

Tabel 9.1 Analisis Data N-SPT

H	N-SPT	K	N_p	A_p	N_s	$(N_s/3)+1$	A_s
0	0	0	0	0	0	0	0
2	6	12	3.33	0.196	6.00	3.00	3.142
4	4	12	5.33	0.196	5.00	2.67	6.283
6	6	12	6.00	0.196	5.33	2.78	9.425
8	8	20	6.00	0.196	6.00	3.00	12.566
10	4	20	8.33	0.196	5.60	2.87	15.708
12	13	20	11.33	0.196	6.83	3.28	18.850
14	17	25	15.00	0.196	8.29	3.76	21.991
16	15	25	19.00	0.196	9.13	4.04	25.133
18	25	25	21.67	0.196	10.89	4.63	28.274
20	25	25	33.33	0.196	12.30	5.10	31.416
22	50	25	34.67	0.196	15.73	6.24	34.558
24	29	25	40.00	0.196	16.83	6.61	37.699
26	41	25	40.00	0.196	18.69	7.23	40.841
28	50	25	42.67	0.196	20.93	7.98	43.982
30	37	25	35.00	0.196	22.00	8.33	47.124

Berdasarkan tabel 9.1 didapatkan nilai-nilai berikut :

$$\begin{aligned} Q_p &= (K \cdot N_p) \cdot A_p \\ &= (25 \times 42,67) \times 0,196 \\ &= 209,44 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_s &= \left(\frac{N_s}{3} + 1 \right) \cdot A_s \\ &= 7,98 \times 43,982 = 350,81 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_u &= Q_p + Q_s \\ &= 209,44 + 350,81 = 560,25 \text{ ton} \end{aligned}$$

Daya dukung tanah :

Daya dukung ijin dari satu tiang pancang yang berdiri sendiri adalah daya dukung tiang total dibagi dengan suatu angka keamanan.

$$Q_d = \frac{Q_u}{SF} = \frac{560,25}{3} = 186,75 \text{ ton}$$

Daya dukung bahan :

Dari spesifikasi bahan tiang pancang (tabel spesifikasi WIKA), didapat :

$$\bar{P}_{1tp} = 185,30 \text{ ton}$$

Maka dipakai daya dukung satu tiang pondasi adalah 185,3 ton.

9.3.2.2 Daya Dukung Tanah Tiang Pancang Kelompok

Dari hasil analisis struktur didapatkan gaya-gaya dalam yang bekerja pada pondasi. Dari hasil analisis (*output ETABS comb 1D+1L*) pada kolom interior, diperoleh:

$$\begin{aligned} P &= 333,94 \text{ ton} \\ M_x &= 19,38 \text{ ton m} \\ M_y &= 25,31 \text{ ton m} \\ H_x &= 7,74 \text{ ton} \\ H_y &= 6,90 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$n = \frac{P}{E_k \times Q_d} = \frac{333,94}{0,7 \times 186,75} = 2,55 \sim 4 \text{ tiang}$$

Syarat jarak antar tiang pancang (s) :

$$2,5D \leq S \leq 6D$$

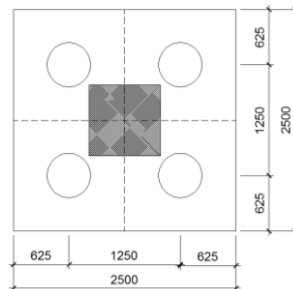
$$2,5D = 2,5 \times 0,5 = 1,25 \text{ m}$$

Syarat jarak tiang pancang ke tepi poer (s_1) :

$$1D \leq S \leq 1,5D$$

$$1,25D = 1,25 \times 0,5 = 0,625 \text{ m}$$

Maka direncanakan dengan 4 tiang pancang dengan letak tiang pancang pada poer seperti yang ditunjukkan pada gambar 9.2.



Gambar 9.2 Pondasi Tiang Pancang

Bila diatas tiang-tiang dalam kelompok yang disatukan oleh sebuah kepala tiang (*poer*) bekerja beban-beban vertikal (V), horizontal (H), dan momen (M), maka besarnya beban vertikal ekivalen (P_v) yang bekerja adalah :

$$P_v = \frac{V}{n} \pm \frac{M_y \cdot x_{maks}}{\Sigma x^2} \pm \frac{M_x \cdot y_{maks}}{\Sigma y^2}$$

$$\Sigma y^2 = 4 \times (1,25/2)^2 = 1,56 \text{ m}^2$$

$$\Sigma x^2 = 4 \times (1,25/2)^2 = 1,56 \text{ m}^2$$

$$P_v = \frac{333,94}{4} + \frac{25,31 \times 1,25}{1,56} + \frac{19,38 \times 1,25}{1,56}$$

$$= 130,95 \text{ ton}$$

Untuk daya dukung group pondasi, harus dikoreksi terlebih dahulu dengan koefisien efisiensi C_e .

$$Q_{L(\text{group})} = Q_{L(1 \text{ tiang})} \times n \times C_e$$

Perhitungan Koefisien C_e dengan menggunakan perumusan Converse – Laberre :

$$\begin{aligned} Ek &= 1 - \tan^{-1} \frac{D}{S} \left[\frac{(n-1)m + (m-1)n}{90mn} \right] \\ &= 1 - \tan^{-1} \frac{0,5}{1,25} \left[\frac{(2-1)x2 + (2-1)x2}{90x2x2} \right] = 0,76 \end{aligned}$$

Diambil tiang pancang dengan kedalaman 28 m dari perhitungan yang ditabelkan (terlampir), didapat nilai daya dukung tiang pancang :

$$P_{1 \text{ tiang}} = 185,3 \times 0,76 = 140,41 \text{ ton}$$

$$P_{\text{kelompok}} = 185,3 \times 0,76 \times 4 = 566,05 \text{ ton}$$

Kontrol beban 1 tiang

$$P_{maks} = 130,95 \text{ ton} < Q_{ijin} = 140,41 \text{ ton} \rightarrow \text{OK}$$

Kontrol beban kelompok tiang

$$P_{maks} = 333,94 \text{ ton} < Q_{ijin} = 566,05 \text{ ton} \rightarrow \text{OK}$$

Desain pondasi dikontrol juga terhadap beban gempa arah x dan y. Dari hasil analisis struktur didapatkan gaya-gaya dalam yang bekerja pada pondasi (*output ETABS comb 1D+1L+1E*) pada kolom interior, diperoleh:

$$P = 341,91 \text{ ton}$$

$$M_x = 23,37 \text{ ton m}$$

$$M_y = 31,09 \text{ ton m}$$

$$H_x = 9,57 \text{ ton}$$

$$H_y = 8,34 \text{ ton}$$

Besarnya beban vertikal ekuivalen (P_v) yang bekerja adalah :

$$P_v = \frac{V}{n} \pm \frac{M_y \cdot x_{maks}}{\Sigma x^2} \pm \frac{M_x \cdot y_{maks}}{\Sigma y^2}$$

$$\Sigma y^2 = 4 \times (1,25/2)^2 = 1,56 \text{ m}^2$$

$$\Sigma x^2 = 4 \times (1,25/2)^2 = 1,56 \text{ m}^2$$

$$P_v = \frac{341,91}{4} + \frac{31,09 \times 1,25}{1,56} + \frac{23,37 \times 1,25}{1,56}$$

$$= 143,37 \text{ ton}$$

$$Q_{ijin} = 140,41 \times 1,2 = 168,49 \text{ ton}$$

Kontrol beban 1 tiang

$$P_{maks} = 143,37 \text{ ton} < Q_{ijin} = 168,49 \text{ ton} \rightarrow \text{OK}$$

Kontrol beban kelompok tiang

$$P_{maks} = 341,91 \text{ ton} < Q_{ijin} = 566,05 \text{ ton} \rightarrow \text{OK}$$

Kontrol gaya lateral

$$Z_f = \text{kedalaman titik jepit}$$

$$Z_f = 1,4 \times \sqrt[5]{EI / n_h}$$

$$n_h = 0,0025 \text{ (diperoleh berdasarkan data tanah)}$$

$$Z_f = 1,4 \times \sqrt[5]{33892 \times 255324 / 0,0025} = 451 \text{ mm}$$

Arah X :

$$H_x \times Z_f = 9,57 \times 0,451$$

$$= 4,37 \text{ tm} < \text{moment crack} = 10,5 \text{ tm} \rightarrow \text{OK}$$

Arah Y :

$$H_y \times Z_f = 8,34 \times 0,451$$

$$= 3,76 \text{ tm} < \text{moment crack} = 10,5 \text{ tm} \rightarrow \text{OK}$$

Untuk desain pondasi tiang pancang tipe lainnya dilakukan perhitungan serupa yang hasilnya dapat dilihat pada tabel 9.2.

Tabel 9.2 Resume Perhitungan Pondasi Tiang Pancang

Tipe Poer	Jumlah Tiang	Diameter Tiang	Dimensi Poer
P1	4	500	2500 x 2500
P2	45	800	10000 x 18000
P3	6	800	4000 x 6000
P4	6	500	2500 x 3750
P5	15	800	6000 x 10000
P6	15	800	6000 x 10000

9.4 Desain Poer

Desain poer dirancang untuk meneruskan gaya dari struktur atas ke pondasi tiang pancang. Poer direncanakan terhadap gaya geser ponds pada penampang kritis dan penulangan akibat momen lentur.

9.4.1 Data Perencanaan

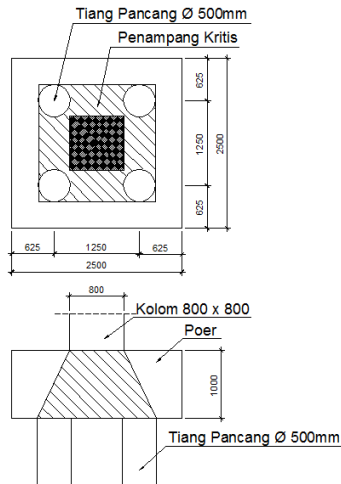
Data-data desain yang dibutuhkan dalam perhitungan poer P1 as F-3 adalah sebagai berikut :

Dimensi	: 2500 x 2500 mm
Tebal poer	: 1000 mm
f'_c	: 30 MPa
f_y	: 400 MPa
Selimut beton	: 70 mm
Diameter Tul.	: 22 mm
dx	: $1000 - 70 - (\frac{1}{2} \times 22) = 919$ mm
dy	: $1000 - 70 - 22 - (\frac{1}{2} \times 22) = 897$ mm
P_{maks}	: 140,41 ton
n	: 4 buah
α_s	: 40 (kolom interior)

9.4.2 Kontrol Geser Pons

Poer harus mampu menyebarkan beban dari kolom ke pondasi, sehingga perlu dilakukan kontrol kekuatan geser pons untuk memastikan bahwa kekuatan geser nominal beton harus lebih besar dari geser pons yang terjadi. Perencanaan geser pons pada poer tersebut berdasarkan ketentuan SNI 2847 – 2013 Pasal 11.11.2.1.

9.4.2.1 Geser Pons Akibat Kolom



Gambar 9.3 Geser Pons Akibat Kolom

$$\beta = 800/800 = 1$$

Keliling penampang kritis :

$$b_o = 2 (bk + d) + 2 (hk + d)$$

bk = lebar penampang kolom

hk = tinggi penampang kolom

d = tebal efektif poer

$$b_o = 2 (800 + 919) + 2 (800 + 919) = 6876 \text{ mm}$$

Untuk pondasi tapak non- prategang (V_c) ditentukan berdasarkan nilai yang terkecil dari persamaan berikut :

$$V_{c1} = 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d$$

$$= 0,17 \left(1 + \frac{2}{1} \right) 1. \sqrt{30} \times 6876 \times 919$$

$$= 17651523 \text{ N}$$

$$V_{c2} = 0,083 \times \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} \right) \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d$$

$$= 0,083 \times \left(\frac{40.939}{6956} \right) 1. \sqrt{30} \times 6876 \times 919$$

$$= 15357826 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} V_{c3} &= 0,333\lambda\sqrt{f'c} \times b_o \times d \\ &= 0,333.1.\sqrt{30} \times 6876 \times 919 \\ &= 11525406 \text{ N} \end{aligned}$$

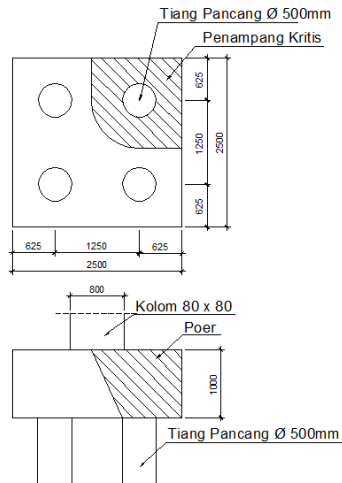
Maka kapasitas penampang dalam memikul geser adalah sebesar 11525406 N.

$$\begin{aligned} \phi V_c &= 0,6 \times 11525406 = 6915244 \text{ N} \\ P_u - P_{maks} &= 3339376 - 1404133 \\ &= 1935243 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\phi V_c > P_u - P_{maks} \rightarrow \text{OK}$$

Jadi ketebalan dan ukuran poer memenuhi syarat terhadap geser pons akibat kolom.

9.4.2.2 Geser Pons Akibat Tiang Pancang



Gambar 9.4 Geser Pons Akibat Tiang Pancang

$$\begin{aligned} \beta &= 800/800 = 1 \\ b_o &= (0,25 \times \pi \times (500 + 919)) + (2 \times 625) \\ &= 2364 \text{ mm} \\ V_{c1} &= 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 0,17 \left(1 + \frac{2}{1} \right) 1. \sqrt{30} \times 2364 \times 919 \\
 &= 6068455 \text{ N} \\
 V_{c2} &= 0,083 \times \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} \right) \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d \\
 &= 0,083 \times \left(\frac{40.939}{2630} \right) 1. \sqrt{30} \times 2364 \times 919 \\
 &= 15357826 \text{ N} \\
 V_{c3} &= 0,333 \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d \\
 &= 0,333.1. \sqrt{30} \times 2364 \times 919 \\
 &= 3962344 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Maka kapasitas penampang dalam memikul geser adalah 3962344 N.

$$\phi V_c = 0,6 \times 3962344 = 2377407 \text{ N}$$

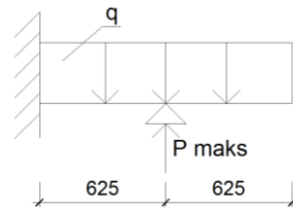
$$P_{maks} = 1404133 \text{ N}$$

$$\phi V_c > P_{maks} \rightarrow \text{OK}$$

Jadi ketebalan dan ukuran poer memenuhi syarat terhadap geser pons akibat pancang.

9.4.3 Penulangan Poer

Untuk penulangan lentur, poer dianalisa sebagai balok kantilever dengan perletakan jepit pada kolom. Sedangkan beban yang bekerja adalah beban terpusat di tiang kolom yang menyebabkan reaksi pada tanah dan berat sendiri poer. Perhitungan gaya dalam pada poer didapat dengan teori mekanika statis tertentu.



Gambar 9.5 Analisis Poer

$$\begin{aligned}
P_{maks} &= 1404133 \text{ N} \\
P &= 2 \times 1404133 = 2808266 \text{ N} \\
q &= 1,25 \times 1 \times 24000 = 30000 \text{ N/m} \\
qu &= 30000 \times 1,2 = 36000 \text{ N} \\
Mu &= 2 \cdot P_{maks} \cdot a - \frac{1}{2} qu \cdot L^2 \\
&= (2808266 \times 625) - (\frac{1}{2} \times 36000 \times 1250^2) \\
&= 287752051 \text{ Nmm} \\
Mn &= \frac{Mu}{\phi} = \frac{287752051}{0,8} = 359690063 \text{ Nmm} \\
Rn &= \frac{Mn}{b \times d^2} = \frac{359690063}{1250 \times 919^2} = 0,68 \text{ MPa} \\
m &= \frac{fy}{0,85 \times f'c} = \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,69 \\
\rho_{perlu} &= \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot Rn \cdot m}{fy}} \right) \\
&= \frac{1}{15,69} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,68 \times 15,69}{400}} \right) = 0,0017 \\
\rho_{perlu} &= 0,0017 < \rho_{min} = 0,0035 \\
\rho &= \rho_{min} = 0,0035 \\
\text{Tulangan yang dibutuhkan :} \\
As_{perlu} &= \rho \times b \times d \\
&= 0,0035 \times 1250 \times 919 = 4020,63 \text{ mm}^2 \\
\text{Digunakan Tulangan D22 (} As &= 379,94 \text{ mm}^2) \\
n &= \frac{As_{perlu}}{As} = \frac{4020,63}{379,94} = 10,58 \sim 11 \text{ bh} \\
\text{Jarak antar tulangan} &= \frac{b}{n} = \frac{1250}{11} = 113,64 \text{ mm}
\end{aligned}$$

Maka dipakai tulangan D22 – 100 mm pada kedua sumbunya.

Untuk desain poer tipe lainnya dilakukan perhitungan serupa yang hasilnya dapat dilihat pada tabel 9.3.

Tabel 9.3 Resume Perhitungan Poer

Tipe Poer	Penulangan	
	Arah X	Arah Y
P1	D22 - 100	D22 - 100
P2	D29 - 150	D29 - 150

9.5 Desain Balok Sloof

Balok sloof digunakan dengan tujuan agar terjadi penurunan secara bersamaan dan mempunyai fungsi sebagai pengaku yang menghubungkan antar pondasi yang satu dengan yang lainnya.

9.5.1 Data Perencanaan

Data-data desain yang dibutuhkan dalam perhitungan balok sloof BS-1 as 3/E-F adalah sebagai berikut :

P_{kolom}	: 3339376 N
Dimensi Sloof	: 400 mm x 600 mm
Panjang Sloof	: 6000 mm
Selimut Beton	: 40 mm
Mutu Beton (f'_c)	: 30 MPa
Kuat Tarik (f_y)	: 400 MPa
Diameter Tul. Utama	: 19 mm
Diameter Tul. Senggang	: 13 mm

9.5.2 Pembebanan Sloof

Beban-beban yang bekerja pada sloof sesuai SNI 1727-2013. Adapun beban-beban yang diterima sloof meliputi berat sendiri sloof, berat dinding, beban aksial tekan atau tarik yang berasal dari 10% beban aksial kolom.

Berat Sendiri	$= 0,4 \times 0,6 \times 24 = 5,76 \text{ kN/m}$
Dinding	$= 5 \times 2,5 = 12,5 \text{ kN/m}$
qD	$= 18,26 \text{ kN/m}$

Konstruksi sloof merupakan balok menerus sehingga pada perhitungan momen digunakan momen koefisien.

Besarnya koefisien momen tersebut ditentukan pada SNI 2847-2013 Pasal 8.3.3, sebagaimana diperlihatkan dengan analisis berikut ini :

$$q_u = 1,4q_d = 1,4 \times 18,26 = 25,56 \text{ kN/m}$$

$$M_u = \frac{1}{10} \times q_u \times l^2 = \frac{1}{10} \times 25,56 \times 6^2 = 92,03 \text{ kNm}$$

$$V_u = \frac{1}{2} \times q_u \times l = \frac{1}{2} \times 25,56 \times 6 = 76,69 \text{ kN}$$

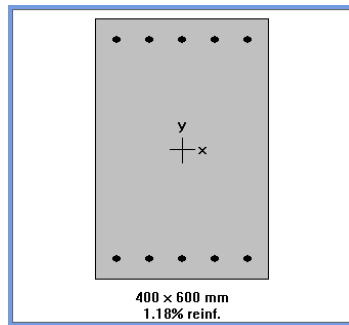
9.5.3 Penulangan Lentur

Untuk memudahkan desain penulangan lentur sloof digunakan program bantu analisis dengan memasukkan data beban sebagai berikut :

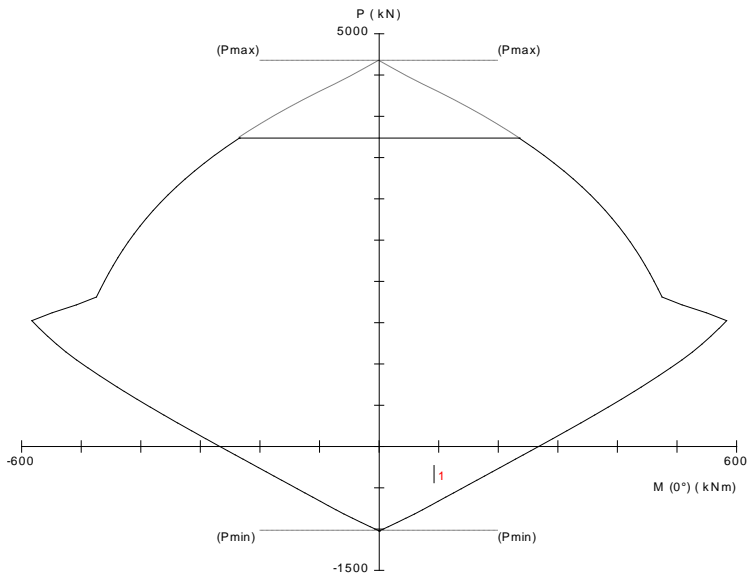
$$M_u = 92,03 \text{ kNm}$$

$$P_u = 333,94 \text{ kN}$$

Direncanakan menggunakan tulangan 10 D19 ($A_s = 3801,33 \text{ mm}^2$). Lalu dicek dengan diagram interaksi hasil program bantu SpColumn seperti pada Gambar 9.6 dan 9.7.



Gambar 9.6 Penampang Sloof



Gambar 9.7 P-M Diagram Interaksi Sloof

Dari diagram interaksi pada Gambar 9.7 didapatkan rasio tulangan sebesar 1,18% (10 D19) serta terlihat pula bahwa sloof mampu memikul kombinasi momen dan aksial yang terjadi.

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 21.3.4.2, jarak minimum yang disyaratkan yaitu :

$$s = \frac{bw - 2 \cdot \text{decking} - 2 \phi_{\text{sengkang}} - n \cdot \phi_{\text{tul.utama}}}{n - 1} \geq 25 \text{ mm}$$

$$s = \frac{400 - (2 \times 40) - (2 \times 13) - (5 \times 19)}{5 - 1} = 49,75 > 25 \text{ mm}$$

9.5.4 Penulangan Geser

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 11.2.1.2 penentuan kekuatan geser beton yang terbebani aksial tekan ditentukan dengan perumusan berikut :

$$A_g = 400 \times 600 = 240000 \text{ mm}^2$$

$$d = 600 - 40 - 13 - 19/2 = 537,5 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 V_c &= 0,17 \left(1 + \frac{Nu}{14Ag} \right) \sqrt{f'_c} b x d \\
 &= 0,17 \left(1 + \frac{333940}{14 \times 240000} \right) \sqrt{30} \times 400 \times 537,5 \\
 &= 215774 \text{ N} \\
 \phi V_c &= 0,75 \times 215774 = 161830 \text{ N} \\
 \phi V_c &\geq V_u \\
 161,83 \text{ kN} &\geq 76,69 \text{ kN} \rightarrow \text{OK}
 \end{aligned}$$

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 21.12.3, jarak antara tulangan transversal pada sloof tidak boleh kurang dari berikut ini :

- $d/2 = 537,5/2 = 268,75 \text{ mm}$
- 300 mm

Jadi dipasang sengkang D13 – 250 mm di sepanjang sloof.

BAB X

PENUTUP

10.1 Kesimpulan

Berdasarkan hasil analisis yang telah dilakukan dalam penyusunan Laporan Tugas Akhir ini dapat ditarik beberapa kesimpulan sebagai berikut :

1. Sistem struktur gedung Elpis Residence yang terdiri dari Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) dan Sistem Dinding Struktural Khusus (SDSK), mampu secara proporsional menahan beban lateral sesuai dengan syarat *Dual System* dimana SRPM sekurang-kurangnya memikul 25% beban lateral.
 - Untuk arah X, beban lateral yang mampu dipikul oleh SRPM sebesar 25,54% dan SDSK sebesar 74,46 %.
 - Untuk Arah Y, beban lateral yang mampu dipikul oleh SRPM sebesar 25,16% dan SDSK sebesar 74,84 %.
2. Desain Gedung Apartemen *Elpis Residence* Jakarta ini memiliki dimensi struktur sebagai berikut :

Struktur Sekunder :

- Pelat = 12 cm
- Balok Lift = 20/30 cm
- Balok Bordes = 20/30 cm

Struktur Utama :

- Balok Induk = 40/60 cm ; 30/40 cm
- Balok Prategang = 50/70 cm
- Kolom = 60/60 cm (Lantai 1 – 7)
= 70/70 cm (Lantai 8 – 13)
= 80/80 cm (Lantai 14 – 19)
- Dinding Geser = 40 cm
- Tiang Pancang = D50 , H = 28 m
= D80 , H = 28 m

3. Balok beton prategang direncanakan dengan sistem *post-tension* dan menggunakan konsol pendek. Gaya prategang yang diperlukan pada struktur balok beton prategang sepanjang 12,4 m dengan dimensi 50/70 cm adalah 3500 kN dengan kehilangan prategang sebesar 22,82%.

10.2 Saran

Berdasarkan hasil perencanaan yang telah didapatkan, maka disarankan :

1. Dalam perencanaan balok prategang perlu diperhatikan bagaimana saja proses yang dilalui oleh balok prategang itu sendiri dari saat pabrikasi, pengangkatan, hingga pemasangan. Hal ini bertujuan agar balok prategang tidak mengalami kegagalan pada berbagai tahapan beban.
2. Perlu memperhatikan hasil data tanah yang diperoleh dari lokasi pembangunan agar perencanaan pemilihan jenis pondasi, kedalaman, dan jumlah yang dibutuhkan dapat sesuai dengan kapasitas daya dukung serta efisiensi dalam segi biaya.
3. Dalam perencanaan pondasi perlu diperhatikan dimensi ukuran pile cap yang didapatkan setiap titik kolom maupun dinding geser. Bila jarak antara masing – masing pile cap berdekatan, sebaiknya direncanakan sebagai full slab untuk memudahkan pekerjaan di lapangan.

DAFTAR PUSTAKA

- Astawa, Made D., Tavio, dan I.G.P. Raka. 2013. "Ductile Structure Framework of Earthquake Resistant of Highrise Building on Exterior Beam-Column Joint with the Partial Prestressed Concrete Beam-Column Reinforced Concrete". **Procedia Engineering** 54 : 413-427
- Astawa, Made D., Tavio, dan I.G.P. Raka. 2015. "Behavior of Partially-Prestressed Concrete Interior Beam-Column Joints for Highly-Seismic Zones". **International Journal of ICT** 2 : 1-12
- Badan Standarisasi Nasional. 2013. **Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung, SNI 2847:2013**. Jakarta
- Badan Standarisasi Nasional. 2012. **Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung, SNI 1726:2012**. Jakarta
- Badan Standarisasi Nasional. 2012. **Tata Cara Perancangan Beton Pracetak dan Beton Prategang untuk Bangunan Gedung, SNI 7833:2012**. Jakarta
- Badan Standarisasi Nasional. 2013. **Beban Minimum untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur Lain, SNI 1727:2013**. Jakarta
- Braja, M. Das. 2007. **Principles of Foundation Engineering**. Stanford : Cengage Learning
- Darmawan. 2009. "Pitting Corrosion Model for Partial Prestressed Concrete (PC) Structures in a Chloride Environment". **The Journal of Technology and Science** 20 (Agustus) : 109-114
- Direktorat Penyelidikan Masalah Bangunan. 1983. **Peraturan Pembebanan Indonesia untuk Gedung 1983**. Bandung : Yayasan Lembaga Penyelidikan Masalah Bangunan
- Fransiskus, Kartini, dan Astawa. 2013. "Perencanaan Beam-column Joint dengan Menggunakan Metode Beton

- Prategang Partial Gedung Perkantoran Bpr Jatim”. **Jurnal SAINTEK** 10 (Juni) : 38-46
- Imran, Iswandi., 2008. “Aplicability Metoda Desain Kapasitas pada Perencanaan Struktur Dinding Geser Beton Bertulang”. **Seminar dan Pameran Haki**. Jakarta, 12 Mei.
- Karayannis, Chris G., dan Constantin E. Chalioris. 2012. “Design of Partially Prestressed Concrete Beams Based on the Cracking Control Provisions”. **Engineering structures** 48 (November) : 402-416
- Lin. T.Y., Ned. H. Burns., dan Mediana. 2000. **Desain Struktur Beton Prategang Edisi Ketiga**. Jakarta : Binarupa Aksara.
- Nawy, Edward. G., dan Bambang Suryoatmono. 2001. **Beton Prategang Edisi Ketiga**. Jakarta : Penerbit Erlangga
- Nawy, Edward. G., Tavio., dan Benny Kusuma. 2010. **Beton Bertulang Sebuah Pendekatan Dasar**. Surabaya : ITS Press
- Purwono, Rachmat., dan Pujo Aji. 2014. **Desain Kapasitas Struktur Daktil Tahan Gempa Kuat**. Surabaya : ITS Press
- Raka, I.G.P., Tavio, dan Made Dharma Astawa. 2014. “State-of-Art Report on Partially-Prestressed Concrete Earthquake-Resistant Building Structures for Highly-Seismic Region”. **Procedia Engineering** 95 : 43-53
- Salem, Shady H., Khalid M.Hilal., Tarek K.Hasan., dan Ahmed S.Essawy. 2013. “Experimental Behavior of Partially Prestressed High Strength Concrete Beams”. **Open Journal of Civil Engineering** 3 (Juli) : 26-32
- Tavio., dan Benny Kusuma. 2009. **Desain Sistem Rangka Pemikul Momen dan Dinding Struktur Beton Bertulang Tahan Gempa**. Surabaya : ITS Press

PROJECT

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
 GEDUNG APARTEMEN ELPI'S
 RESIDENCE JAKARTA
 MENGGUNAKAN SISTEM GANDA
 DAN BALOK BETON PRATEGANG

DOSEN PEMBIMBING

Prof. TAVIO, ST., MT., Ph.D
 Prof. Dr. Ir. I GUSTI PUTU RAKA, DEA

MAHASISWA

MUHAMMAD RIFANLI
 NRP: 3114106607

JUDUL GAMBAR

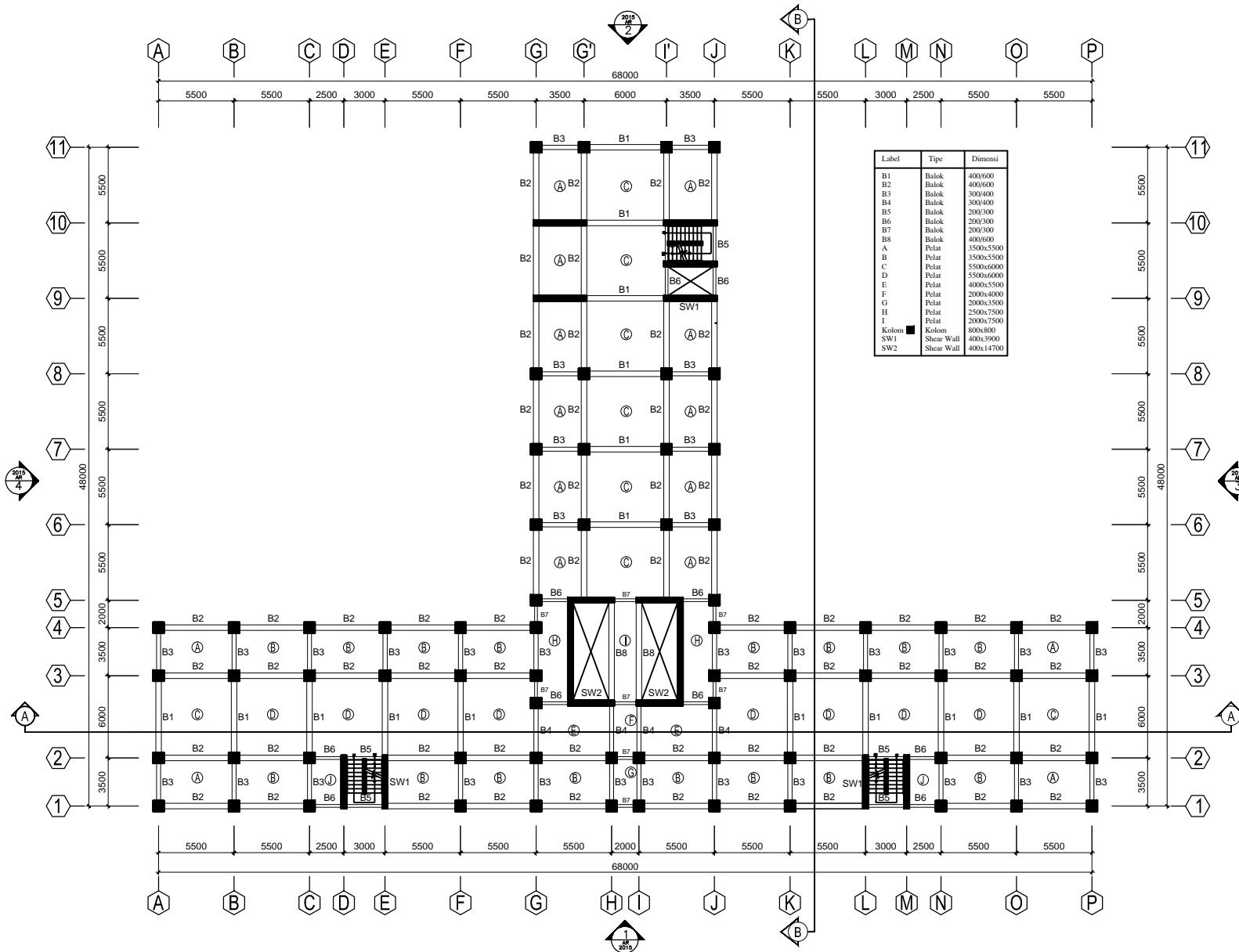
DENAH BALOK KOLOM SW
 LANTAI 7 - 12

SKALA

1 : 400

KODE GAMBAR

1/22 - FTSP-2016



1
 AR
 2013
DENAH LANTAI 1 - 7
 SKALA 1 : 400

PROJECT

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
 GEDUNG APARTEMEN ELPI'S
 RESIDENCE JAKARTA
 MENGGUNAKAN SISTEM GANDA
 DAN BALOK BETON PRATEGANG

DOSEN PEMBIMBING

Prof. TAVIO, ST., MT., Ph.D
 Prof. Dr. Ir. I GUSTI PUTU RAKA, DEA

MAHASISWA

MUHAMMAD RIFANLI
 NRP: 3114106007

JUDUL GAMBAR

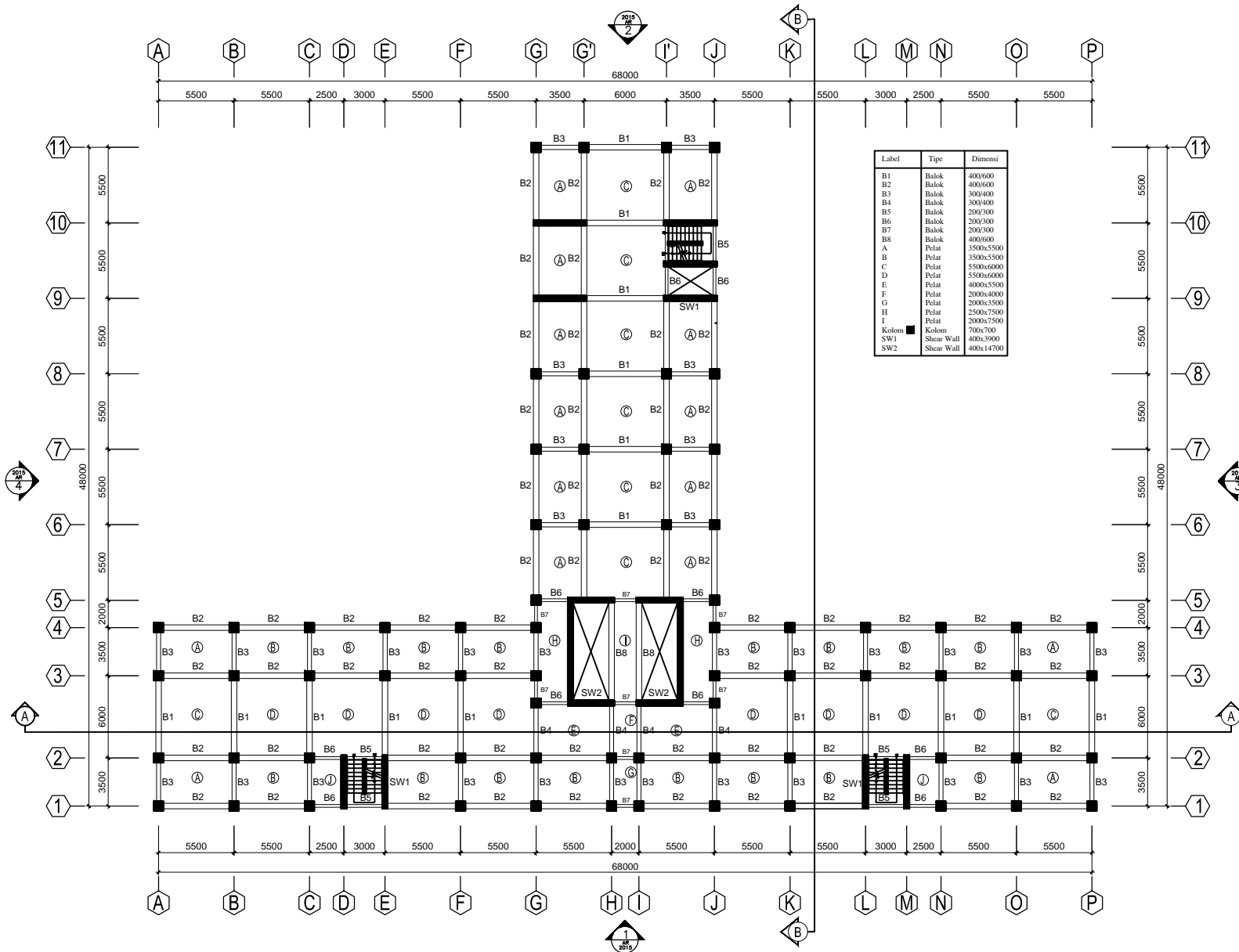
DENAH BALOK KOLOM SW
 LANTAI 13 - 18

SKALA

1 : 400

KODE GAMBAR

2/22 - FTSP-2016



1
 AR
 2013
DENAH LANTAI 8 - 13
 SKALA 1 : 400

PROJECT PROJECT

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG APARTEMEN ELPI'S
RESIDENCE JAKARTA
MENGUNAKAN SISTEM GANDA
DAN BALOK BETON PRATEGANG

DOSEN PEMBIMBING

Prof. TAVIO, ST., MT., Ph.D
Prof. Dr. Ir. I GUSTI PUTU RAKA, DEA

MAHASISWA

MUHAMMAD RIFANLI
NRP: 3114106007

JUDUL GAMBAR

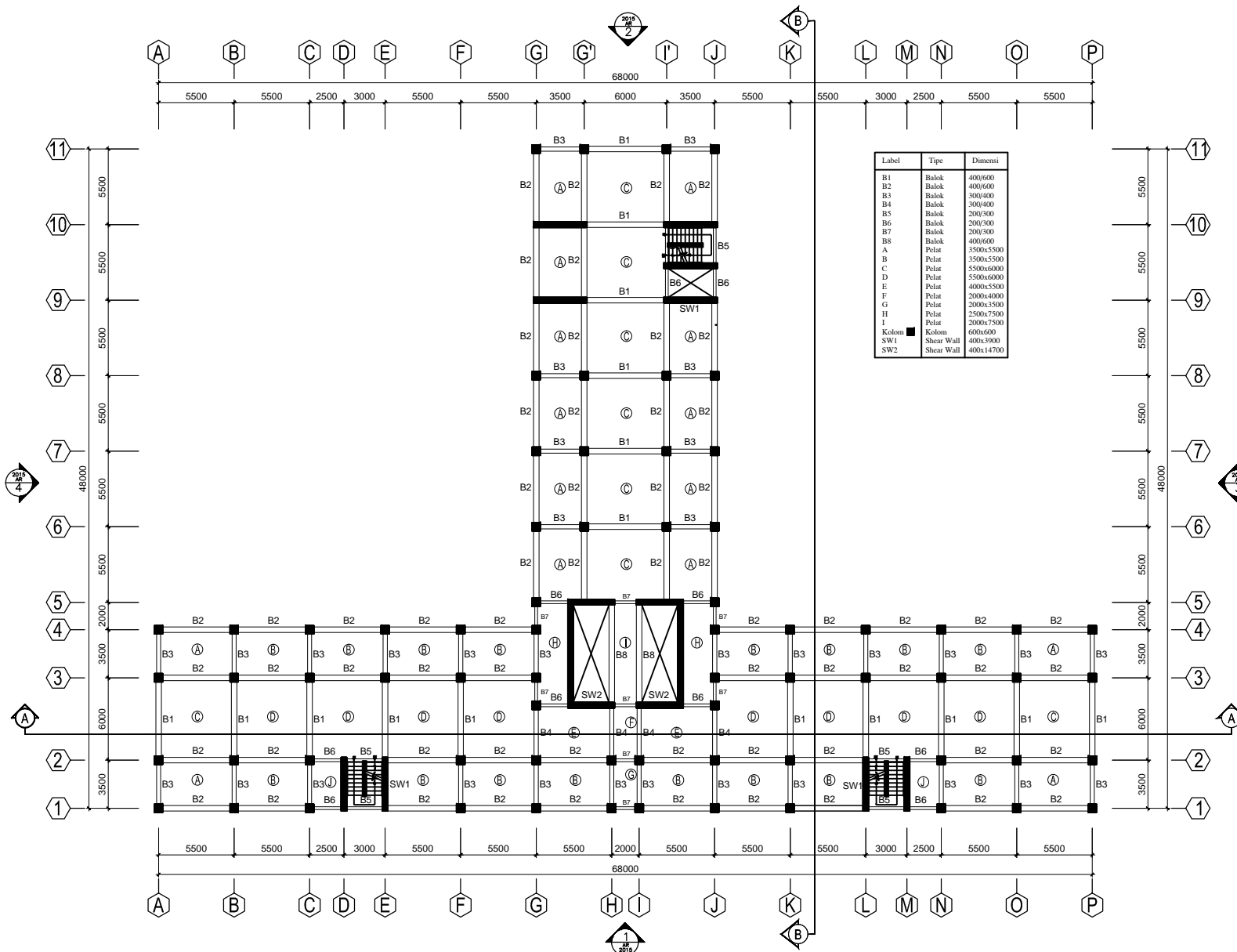
DENAH BALOK KOLOM SW
LANTAI 19

SKALA

1 : 400

KODE GAMBAR

3/22 - FTSP-2016



1
AR
2013
DENAH LANTAI 14 - 18
SKALA 1 : 400

PROJECT PROJECT

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
 GEDUNG APARTEMEN ELPI'S
 RESIDENCE JAKARTA
 MENGGUNAKAN SISTEM GANDA
 DAN BALOK BETON PRATEGANG

DOSEN PEMBIMBING

Prof. TAVIO, ST., MT., Ph.D
 Prof. Dr. Ir. I GUSTI PUTU RAKA, DEA

MAHASISWA

MUHAMMAD RIFANLI
 NRP: 31141066007

JUDUL GAMBAR

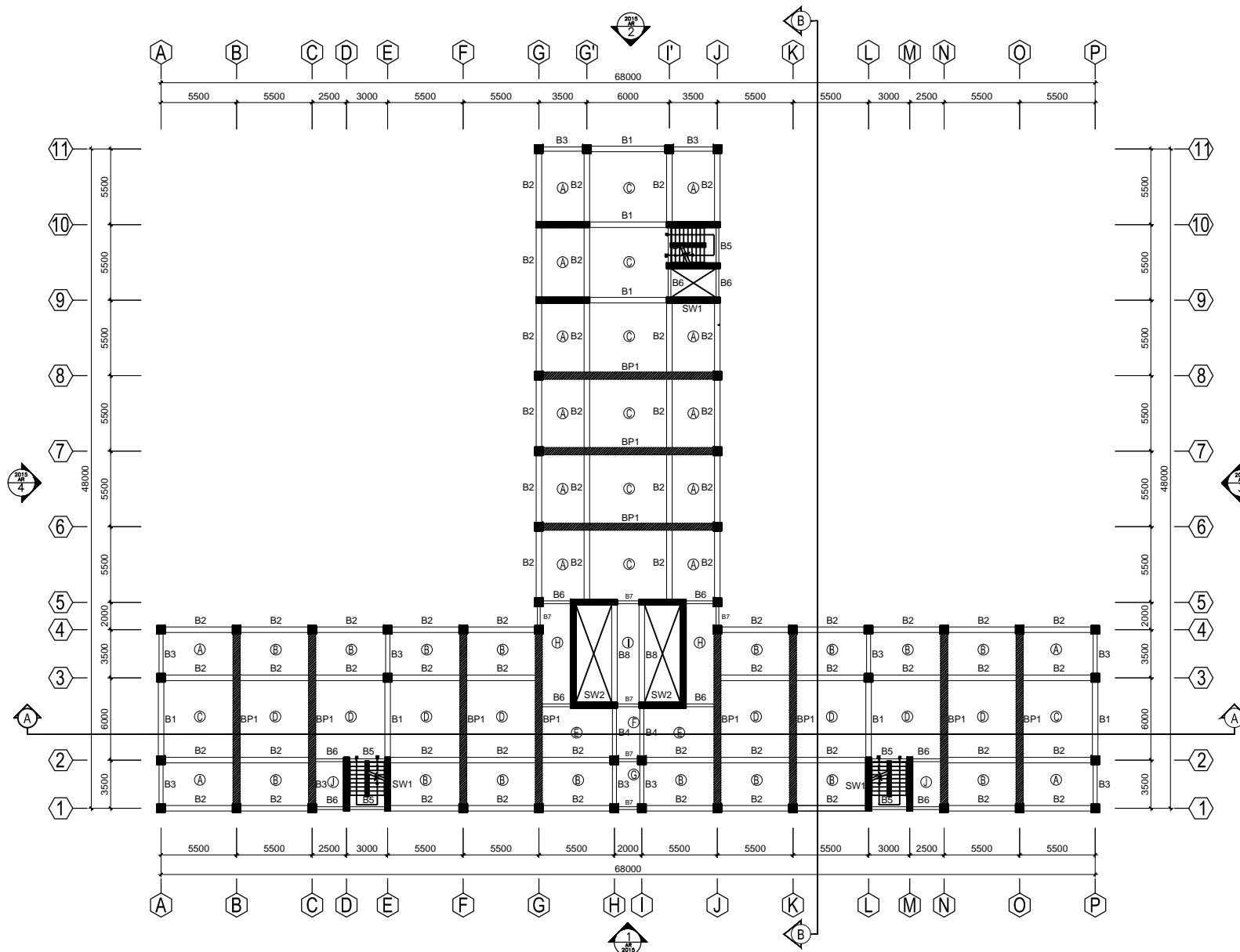
DENAH BALOK KOLOM SW
 LANTAI 19

SKALA

1 : 400

KODE GAMBAR

4/22 - FTSP-2016



1
 AR
 2013
DENAH LANTAI 19
 SKALA 1 : 400

PROJECT

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG APARTEMEN ELPI'S
RESIDENCE JAKARTA
MENGUNAKAN SISTEM GANDA
DAN BALOK BETON PRATEGANG

DOSEN PEMBIMBING

Prof. TAVIO, ST., MT., Ph.D
Prof. Dr. Ir. I GUSTI PUTU RAKA, DEA.

MAHASISWA

MUHAMMAD RIFANLI
NRP: 3114106007

JUDUL GAMBAR

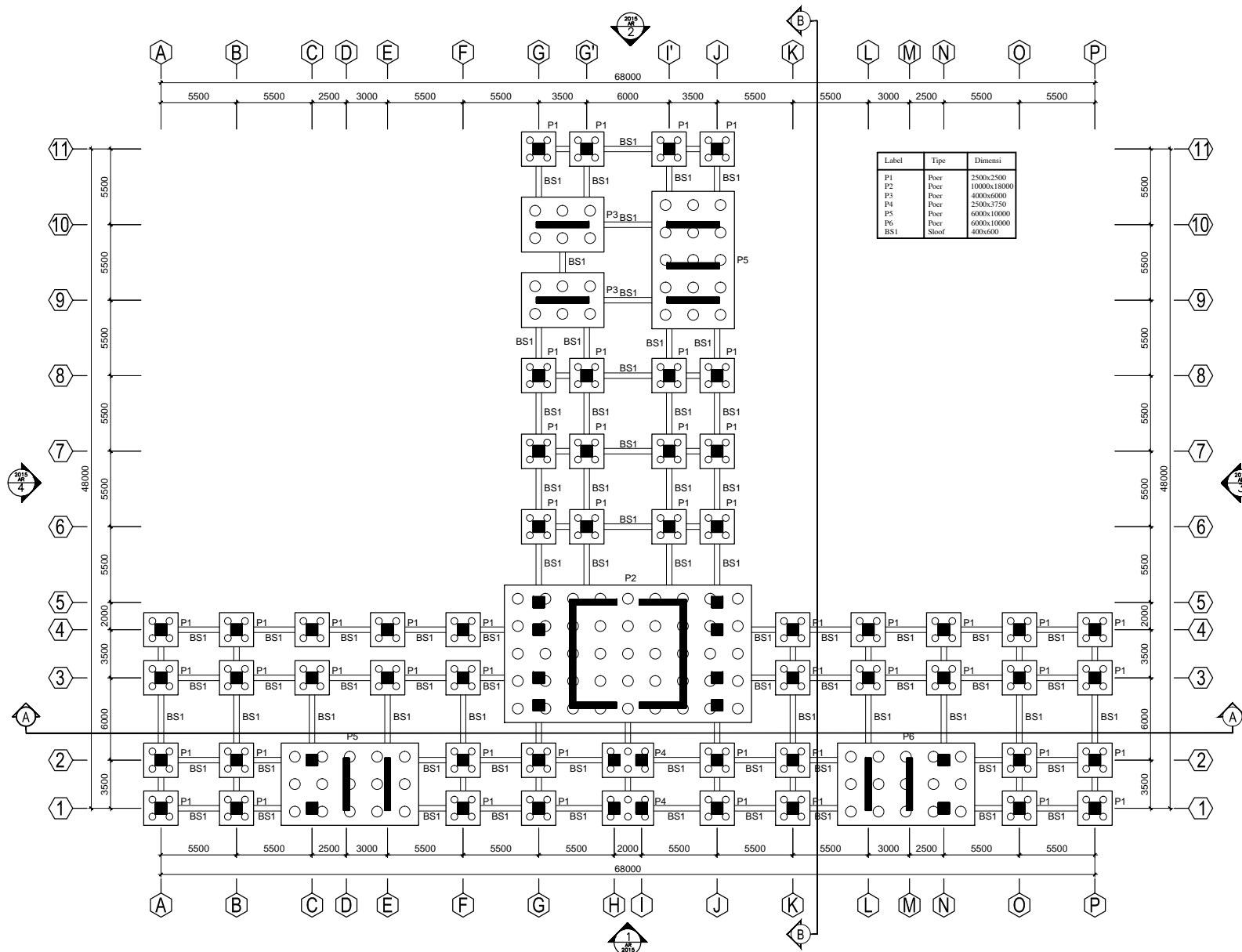
DENAH PONDASI

SKALA

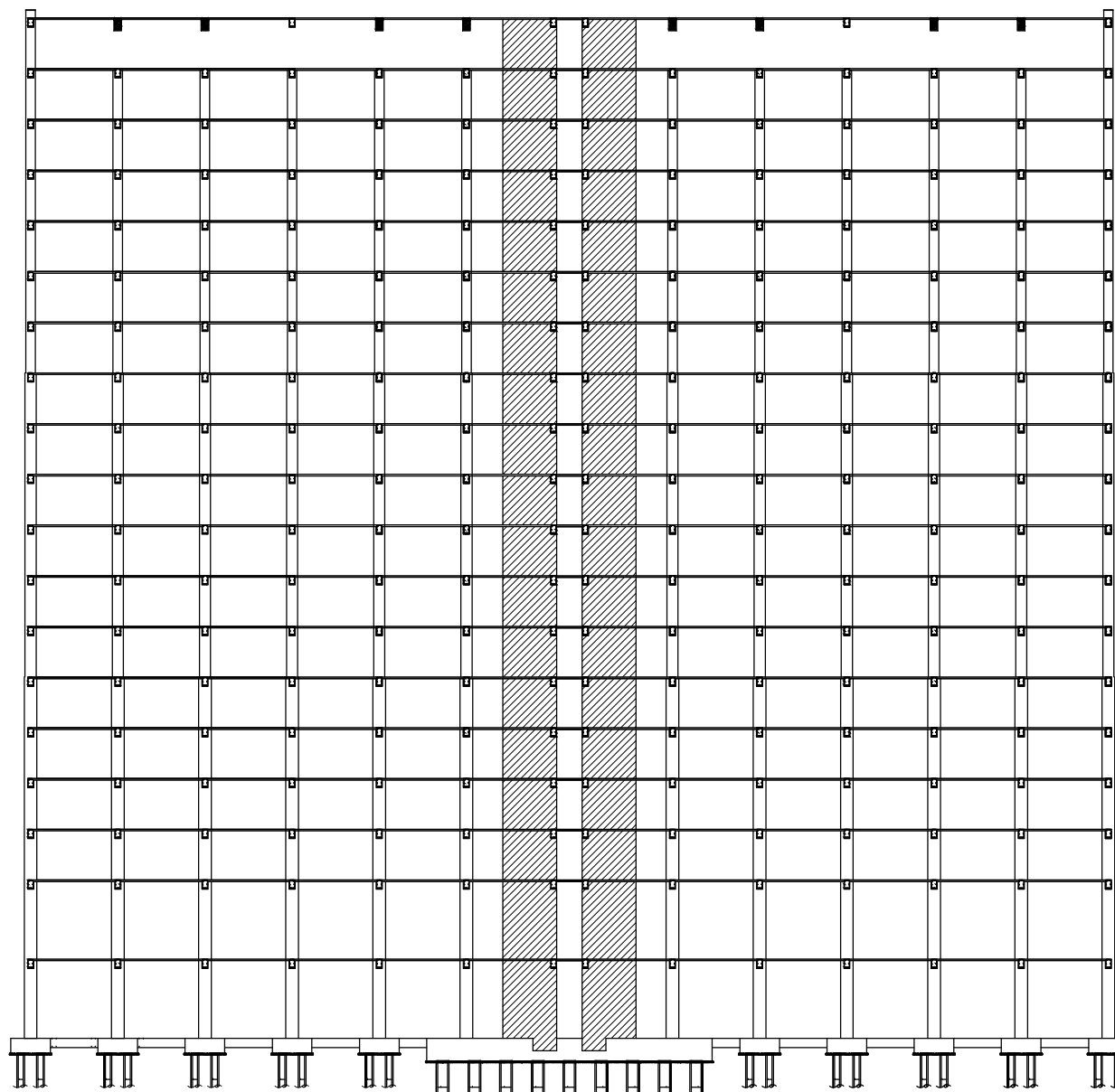
1 : 400

KODE GAMBAR

5/22 - FTSP-2016



1
AR
2013
DENAH PONDASI
SKALA 1 : 400



1
AR
2013

POTONGAN A - A
SKALA 1 : 400

+63.90	20
+60.70	19
+57.50	18
+54.30	17
+51.10	16
+47.90	15
+44.70	14
+41.50	13
+38.30	12
+35.10	11
+31.90	10
+28.70	9
+25.50	8
+22.30	7
+19.10	6
+15.90	5
+12.70	4
+ 9.50	3
+ 4.50	2
± 0.00	GF



PROGRAM STUDI S-1 LINTAS JALUR
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA

PROJECT

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG APARTEMEN ELPIS
RESIDENCE JAKARTA
MENGGUNAKAN SISTEM GANDA
DAN BALOK BETON PRATEGANG

DOSEN PEMBIMBING

Prof. TAVIO, ST., MT., Ph.D
Prof. Dr. Ir. I GUSTI PUTU RAKA, DEA

MAHASISWA

MUHAMMAD RIFANLI
NRP: 3114106007

JUDUL GAMBAR

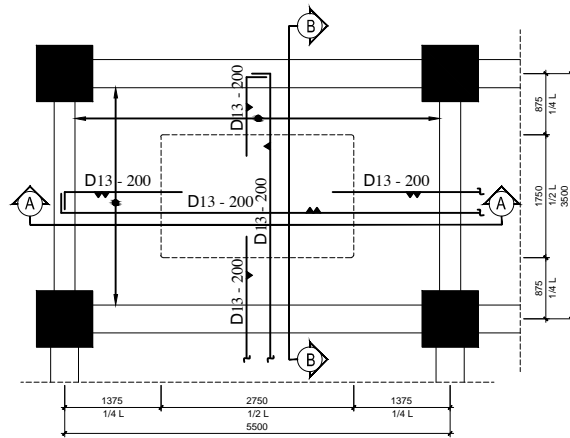
POTONGAN A - A

SKALA

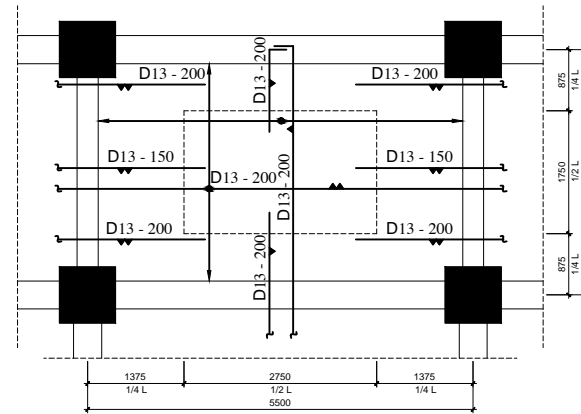
1 : 400

KODE GAMBAR

6/22 - FTSP-2016

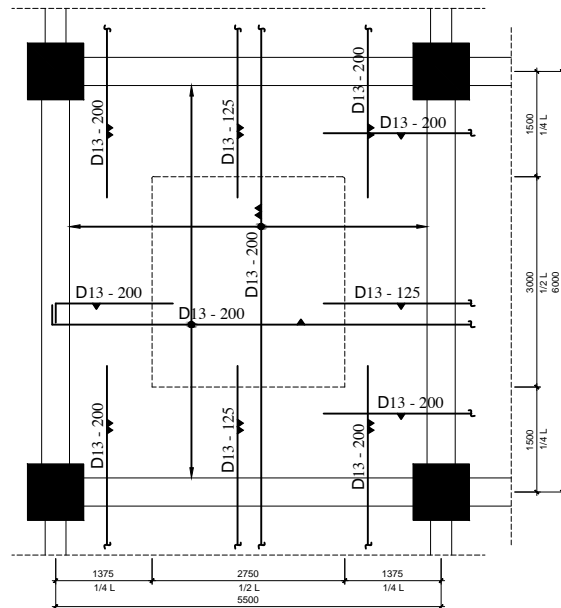


1 DENAH PELAT LANTAI TIPE A
AR 2013 SKALA 1 : 100

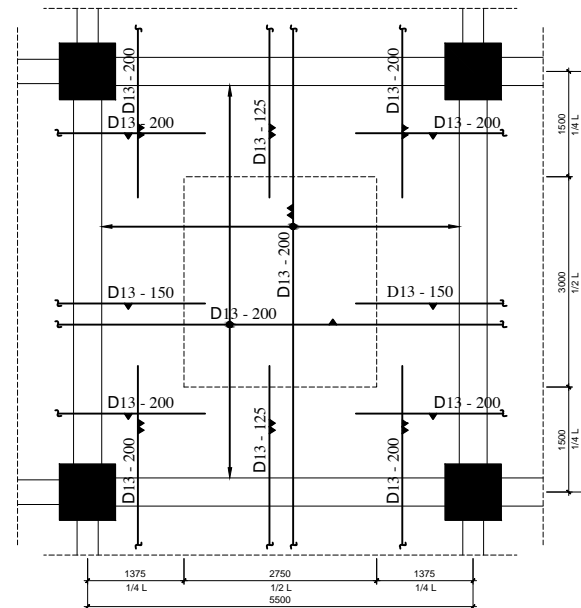


2 DENAH PELAT LANTAI TIPE B
AR 2013 SKALA 1 : 100

▲ Lapis terluar
 ▲ Lapis kedua dari luar
 ▲ Lapis kedua dari luar
 ▲ Lapis terluar
 *Segitiga menunjuk ke dalam pelat



3 DENAH PELAT LANTAI TIPE C
AR 2013 SKALA 1 : 100



4 DENAH PELAT LANTAI TIPE D
AR 2013 SKALA 1 : 100



PROGRAM STUDI S-1 LINTAS JALUR
 JURUSAN TEKNIK SIPIL
 FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
 SURABAYA

PROJECT

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
 GEDUNG APARTEMEN ELPIE
 RESIDENCE JAKARTA
 MENGGUNAKAN SISTEM GANDA
 DAN BALOK BETON PRATEGANG

DOSEN PEMBIMBING

Prof. TAVIO, ST., MT., Ph.D
 Prof. Dr. Ir. I GUSTI PUTU RAKA, DEA

MAHASISWA

MUHAMMAD RIFANLI
 NRP: 3114106007

JUDUL GAMBAR

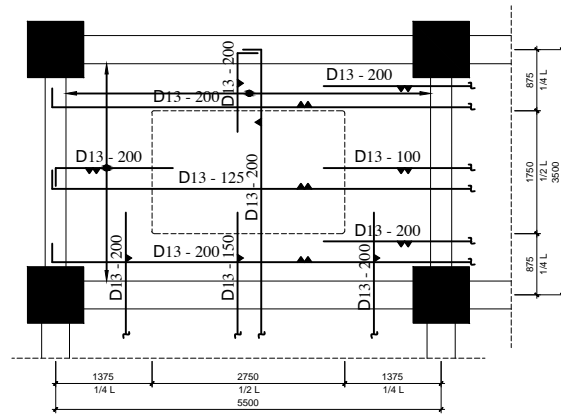
DETAIL PELAT LANTAI

SKALA

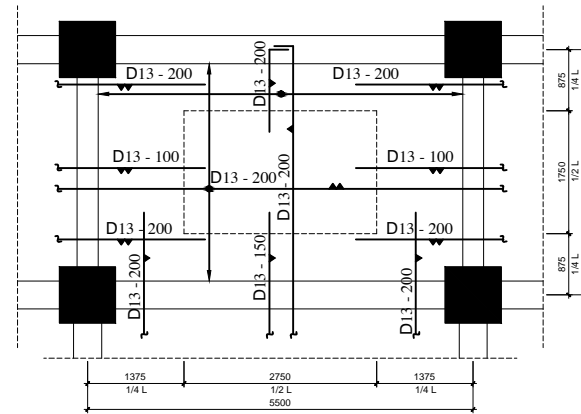
1 : 100

KODE GAMBAR

7/22 - FTSP-2016

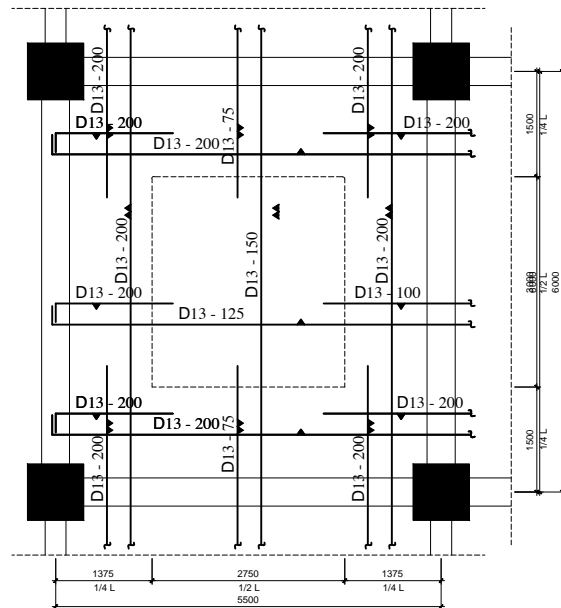


1
AR 2013
DENAH PELAT CH TIPE A
SKALA 1 : 100

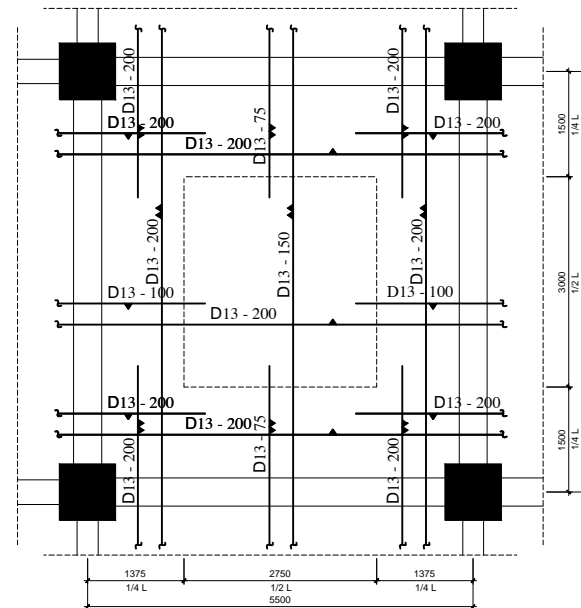


2
AR 2013
DENAH PELAT CH TIPE B
SKALA 1 : 100

- ▼ Lapis terluar
 - ▲ Lapis kedua dari luar
 - ▲ Lapis kedua dari luar
 - ▲ Lapis terluar
- *Segitiga menunjuk ke dalam pelat



3
AR 2013
DENAH PELAT CH TIPE C
SKALA 1 : 100



4
AR 2013
DENAH PELAT CH TIPE D
SKALA 1 : 100



PROGRAM STUDI S-1 LINTAS JALUR
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA

PROJECT

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG APARTEMEN ELPIIS
RESIDENCE JAKARTA
MENGUNAKAN SISTEM GANDA
DAN BALOK BETON PRATEGANG

DOSEN PEMBIMBING

Prof. TAVIO, ST., MT., Ph.D
Prof. Dr. Ir. I GUSTI PUTU RAKA, DEA.

MAHASISWA

MUHAMMAD RIFANLI
NRP: 3114106007

JUDUL GAMBAR

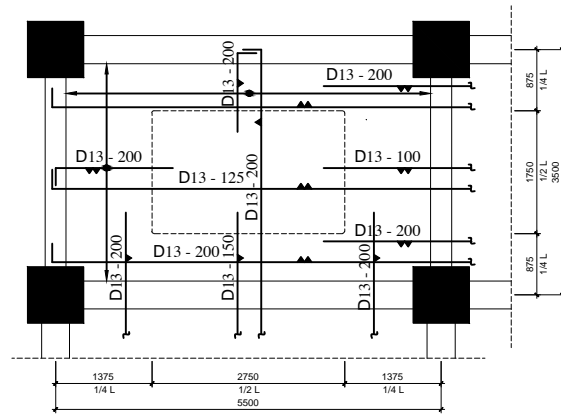
DETAIL PELAT
CONVENTION HALL

SKALA

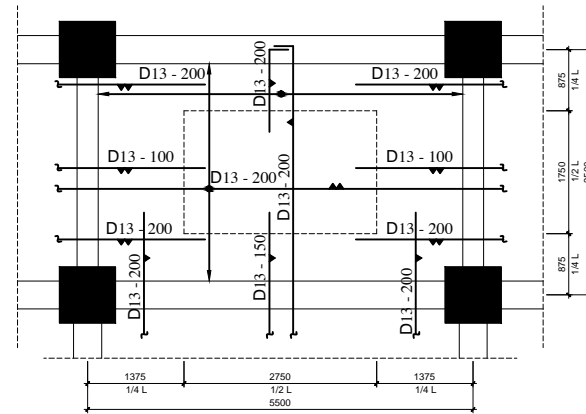
1 : 100

KODE GAMBAR

8/22 - FTSP-2016

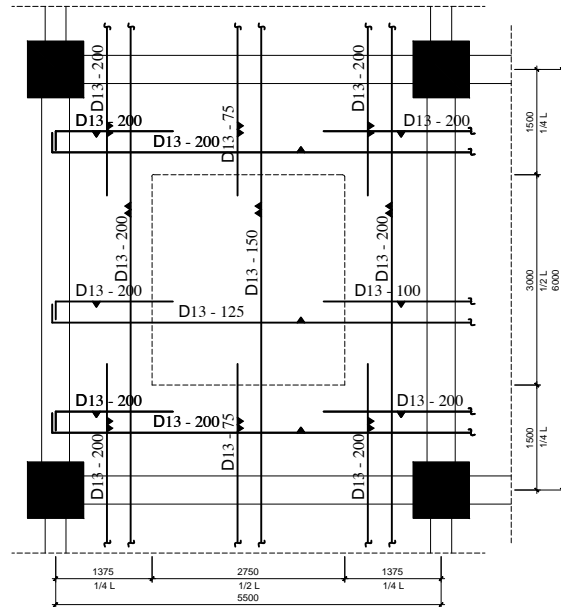


1
AR
2013
DENAH PELAT ATAP TYPE A
SKALA 1 : 100

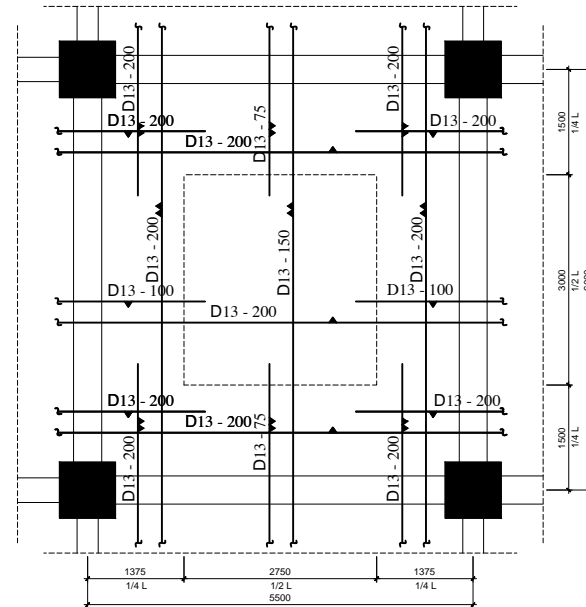


2
AR
2013
DENAH PELAT ATAP TYPE B
SKALA 1 : 100

▲ Lapis terluar
 ▲ Lapis kedua dari luar
 ▲ Lapis kedua dari luar
 ▲ Lapis terluar
 *Segitiga menunjuk ke dalam pelat



3
AR
2013
DENAH PELAT ATAP TYPE C
SKALA 1 : 100



4
AR
2013
DENAH PELAT ATAP TYPE D
SKALA 1 : 100

PROJECT

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
 GEDUNG APARTEMEN ELPIIS
 RESIDENCE JAKARTA
 MENGGUNAKAN SISTEM GANDA
 DAN BALOK BETON PRATEGANG

DOSEN PEMBIMBING

Prof. TAVIO, ST., MT., Ph.D
 Prof. Dr. Ir. I GUSTI PUTU RAKA, DEA

MAHASISWA

MUHAMMAD RIFANLI
 NRP: 3114106007

JUDUL GAMBAR

DETAIL PELAT ATAP

SKALA

1 : 100

KODE GAMBAR

9/22 - FTSP-2016

PROJECT

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
 GEDUNG APARTEMEN ELPI
 RESIDENCE JAKARTA
 MENGGUNAKAN SISTEM GANDA
 DAN BALOK BETON PRATEGANG

DOSEN PEMBIMBING

Prof. TAVIO, ST., MT., Ph.D
 Prof. Dr. Ir. I GUSTI PUTU RAKA, DEA

MAHASISWA

MUHAMMAD RIFANLI
 NRP: 3114106007

JUDUL GAMBAR

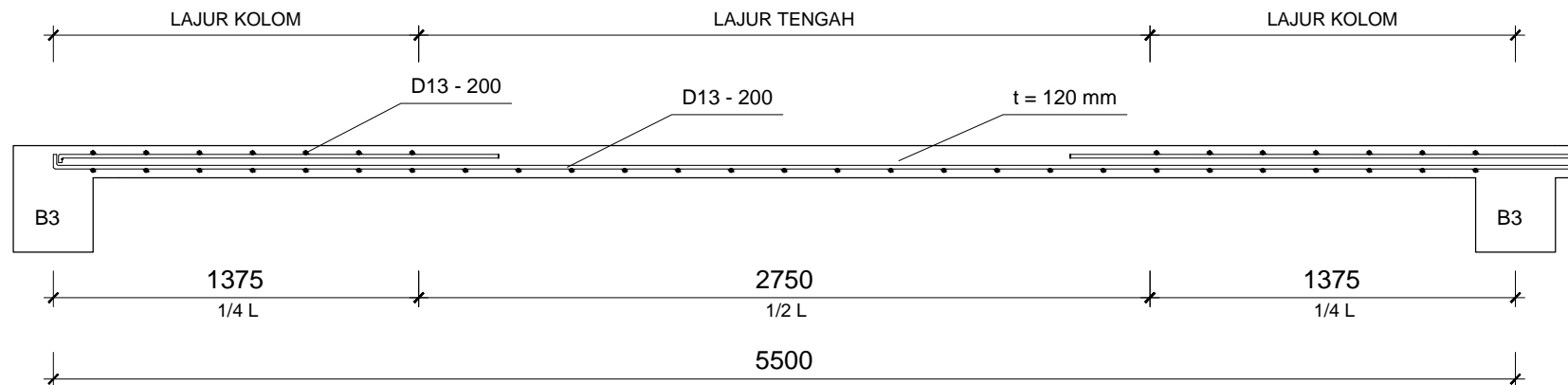
POTONGAN PELAT LANTAI
TIPE A

SKALA

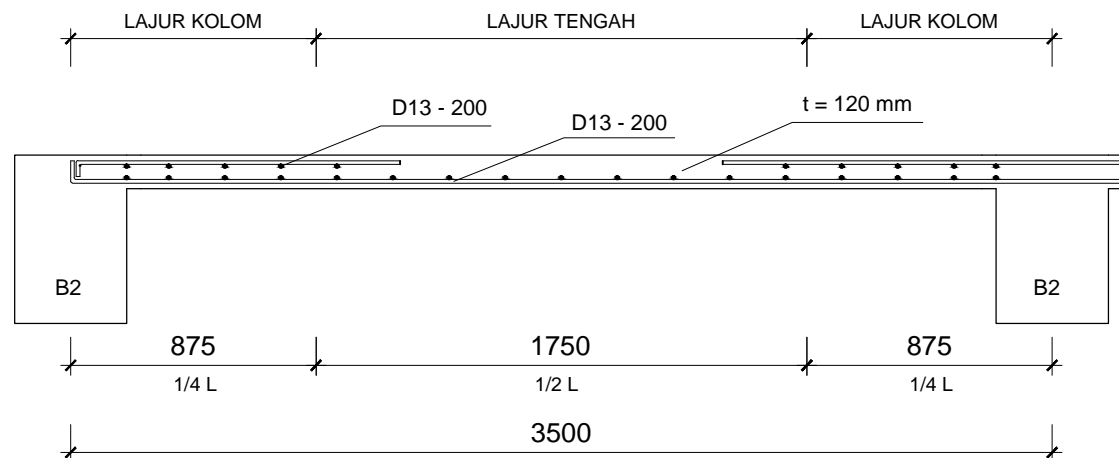
1 : 25

KODE GAMBAR

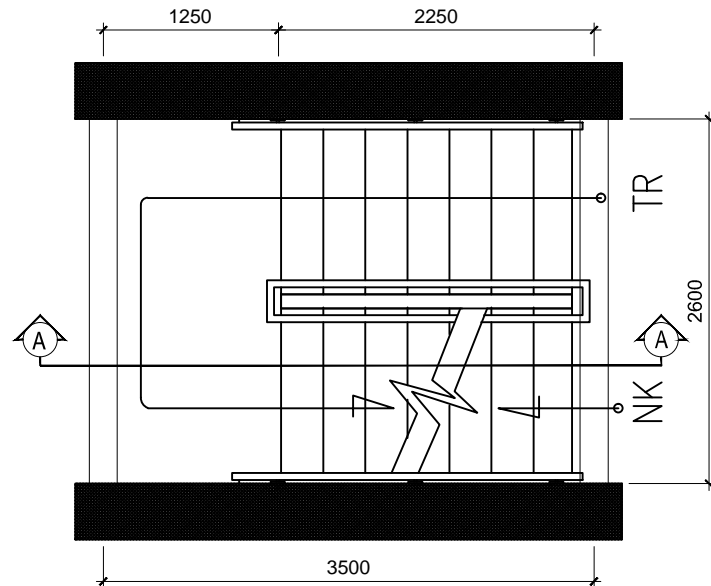
10/22 - FTSP-2016



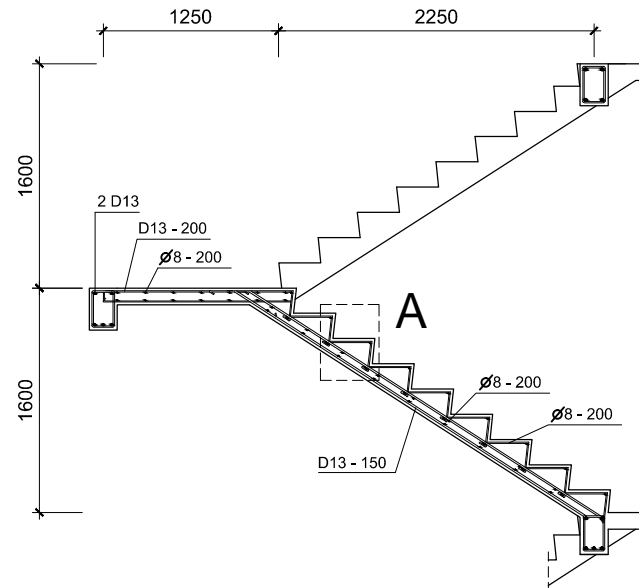
1
 AR
 2013
POTONGAN A-A PELAT LANTAI TIPE A
 SKALA 1 : 25



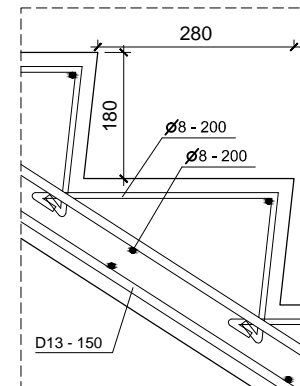
1
 AR
 2013
POTONGAN B-B PELAT LANTAI TIPE A
 SKALA 1 : 25



1 DENAH TANGGA
AR 2013 SKALA 1 : 50



2 POTONGAN A - A
AR 2013 SKALA 1 : 50



3 DETAIL A
AR 2013 SKALA 1 : 10



PROGRAM STUDI S-1 LINTAS JALUR
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA

PROJECT

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG APARTEMEN ELPIS
RESIDENCE JAKARTA
MENGUNAKAN SISTEM GANDA
DAN BALOK BETON PRATEGANG

DOSEN PEMBIMBING

Prof. TAVIO, ST., MT., Ph.D
Prof. Dr. Ir. I GUSTI PUTU RAKA, DEA.

MAHASISWA

MUHAMMAD RIFANLI
NRP: 3114106007

JUDUL GAMBAR

DENAH & DETAIL TANGGA

SKALA

1 : 50

KODE GAMBAR

11/22 - FTSP-2016

PROJECT

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG APARTEMEN ELPIIS
RESIDENCE JAKARTA
MENGUNAKAN SISTEM GANDA
DAN BALOK BETON PRATEGANG

DOSEN PEMBIMBING

Prof. TAVIO, ST., MT., Ph.D
Prof. Dr. Ir. I GUSTI PUTU RAKA, DEA.

MAHASISWA

MUHAMMAD RIFANLI
NRP: 3114106007

JUDUL GAMBAR

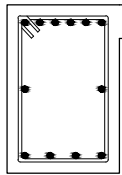
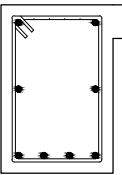
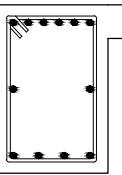
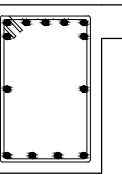
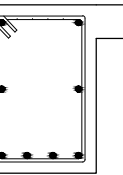
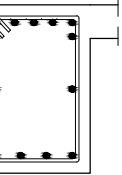
SCHEDULE BALOK

SKALA

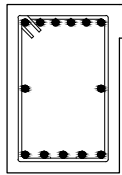
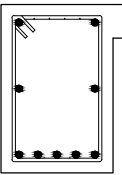
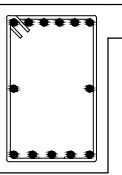
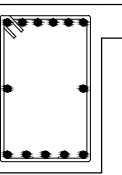
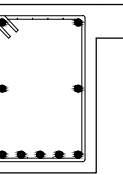
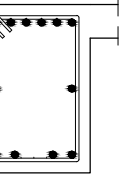
1 : 25

KODE GAMBAR

12/22 - FTSP-2016

TIPE BALOK	BALOK INDUK 400 x 600			BALOK INDUK 400 x 600		
	BALOK EKSTERIOR (END SPAN)			BALOK INTERIOR (INTERIOR SPAN)		
	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN
PENAMPANG PROFIL BENTANG 6 M						
TULANGAN ATAS	6 D22	2 D22	6 D22	7 D22	2 D22	7 D22
TULANGAN BAWAH	4 D22	4 D22	4 D22	4 D22	4 D22	4 D22
SENGKANG	2 D13 - 125	2 D13 - 250	2 D13 - 125	2 D13 - 125	2 D13 - 250	2 D13 - 125

1
AR
2013
TABEL PENULANGAN BALOK
SKALA 1 : 25

TIPE BALOK	BALOK INDUK 400 x 600			BALOK INDUK 400 x 600		
	BALOK EKSTERIOR (END SPAN)			BALOK INTERIOR (INTERIOR SPAN)		
	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN
PENAMPANG PROFIL BENTANG 5,5 M						
TULANGAN ATAS	6 D25	2 D25	6 D25	6 D25	2 D25	6 D25
TULANGAN BAWAH	5 D25	5 D25	4 D25	5 D25	5 D25	4 D25
SENGKANG	2 D13 - 125	2 D13 - 250	2 D13 - 125	2 D13 - 125	2 D13 - 250	2 D13 - 125

2
AR
2013
TABEL PENULANGAN BALOK
SKALA 1 : 25

PROJECT

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG APARTEMEN ELPIIS
RESIDENCE JAKARTA
MENGGUNAKAN SISTEM GANDA
DAN BALOK BETON PRATEGANG

DOSEN PEMBIMBING

Prof. TAVIO, ST., MT., Ph.D
Prof. Dr. Ir. I GUSTI PUTU RAKA, DEA.

MAHASISWA

MUHAMMAD RIFANLI
NRP: 3114106007

JUDUL GAMBAR

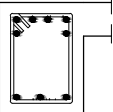
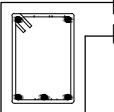
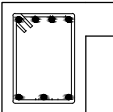
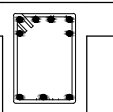
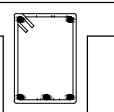
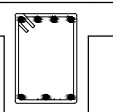
SCHEDULE BALOK

SKALA

1 : 25




KODE GAMBAR

13/22 - FTSP-2016

TIPE BALOK	BALOK INDUK 300 x 400					
	BALOK EKSTERIOR (END SPAN)			BALOK INTERIOR (INTERIOR SPAN)		
	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN
PENAMPANG PROFIL BENTANG 3,5 M						
TULANGAN ATAS	6 D19	2 D19	4 D19	6 D19	2 D19	4 D19
TULANGAN BAWAH	3 D19	3 D19	3 D19	3 D19	3 D19	3 D19
SENGKANG	2 D13 - 75	2 D13 - 150	2 D13 - 75	2 D13 - 75	2 D13 - 150	2 D13 - 125

1
AR
2013

TABEL PENULANGAN BALOK
SKALA 1 : 25

TIPE BALOK	BALOK LIFT 200 x 300		
	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN
PENAMPANG PROFIL BENTANG 3M			
TULANGAN ATAS	2 D13	2 D13	2 D13
TULANGAN BAWAH	3 D16	3 D16	3 D16
SENGKANG	2 D13 - 125	2 D13 - 125	2 D13 - 125

2
AR
2013

TABEL PENULANGAN BALOK
SKALA 1 : 25

PROJECT

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG APARTEMEN ELPI'S
RESIDENCE JAKARTA
MENGGUNAKAN SISTEM GANDA
DAN BALOK BETON PRATEGANG

DOSEN PEMBIMBING

Prof. TAVIO, ST., MT., Ph.D
Prof. Dr. Ir. I GUSTI PUTU RAKA, DEA.

MAHASISWA

MUHAMMAD RIFANLI
NRP: 3114106007

JUDUL GAMBAR

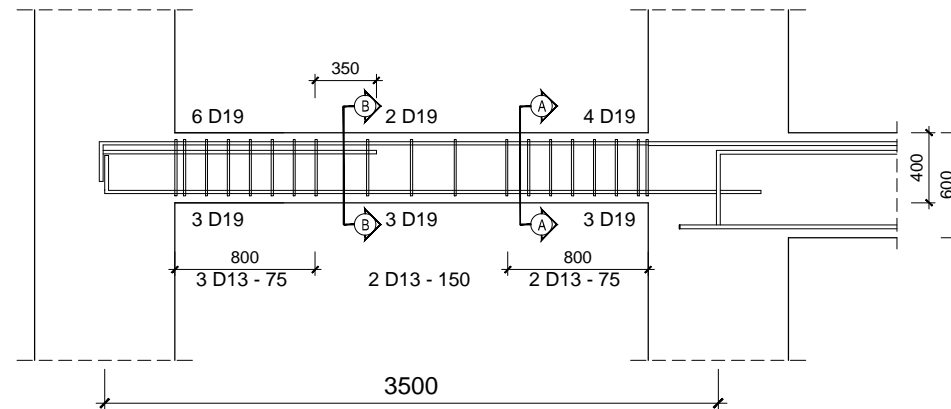
DETAIL BALOK

SKALA

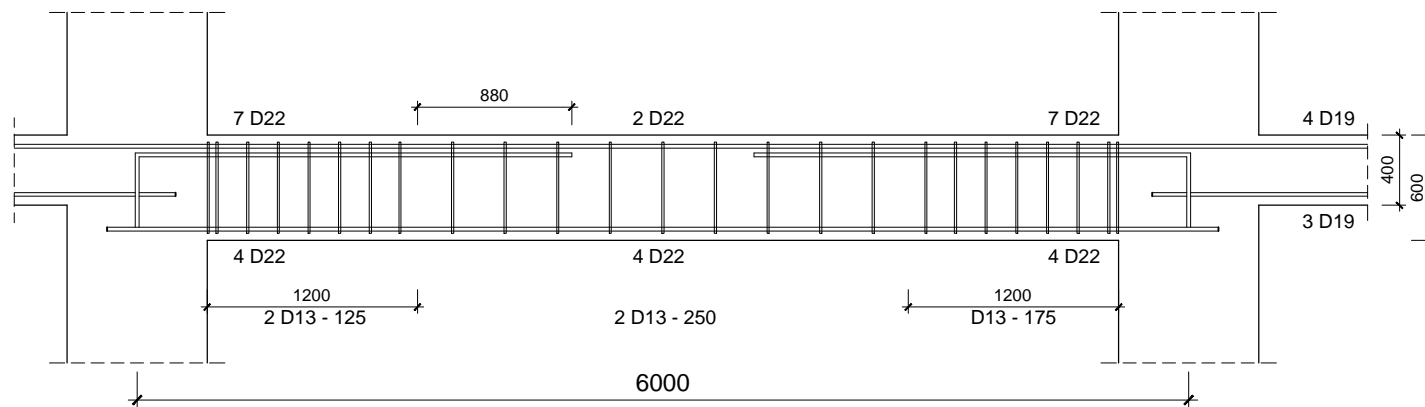
1 : 40

KODE GAMBAR

14/22 - FTSP-2016



1
AR
2013
DETAIL PENULANGAN BALOK 300/400
SKALA 1 : 40



2
AR
2013
DETAIL PENULANGAN BALOK 400/600
SKALA 1 : 40

PROJECT

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
 GEDUNG APARTEMEN ELPI'S
 RESIDENCE JAKARTA
 MENGGUNAKAN SISTEM GANDA
 DAN BALOK BETON PRATEGANG

DOSEN PEMBIMBING

Prof. TAVIO, ST., MT., Ph.D
 Prof. Dr. Ir. I GUSTI PUTU RAKA, DEA.

MAHASISWA

MUHAMMAD RIFANLI
 NRP: 3114106007

JUDUL GAMBAR

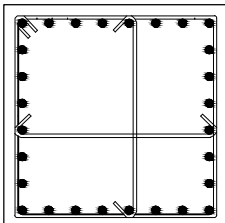
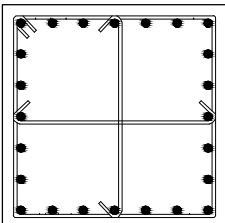
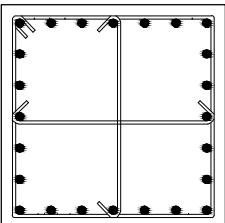
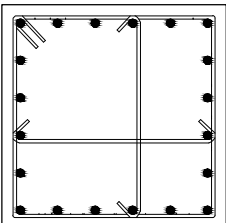
SCHEDULE KOLOM

SKALA

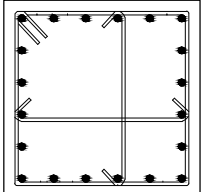
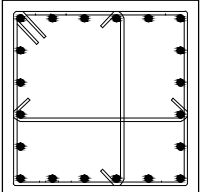
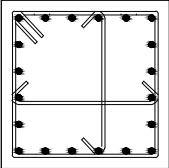
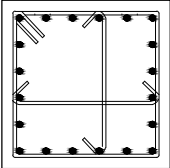
1 : 25

KODE GAMBAR

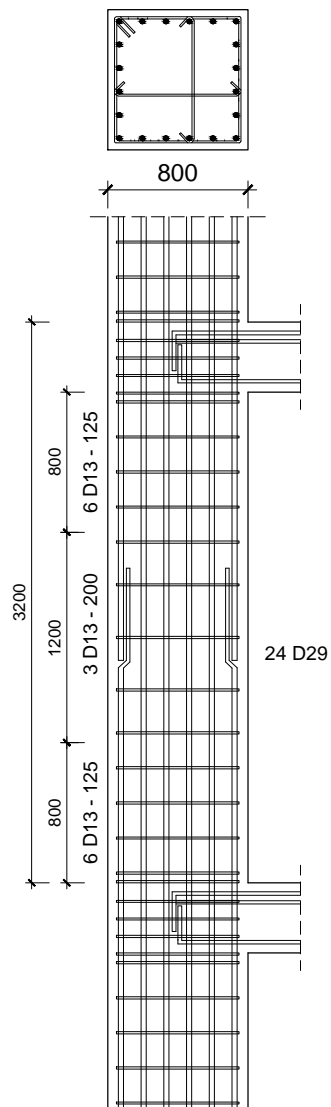
15/22 - FTSP-2016

TIPE KOLOM	KOLOM 800 x 800		KOLOM 800 x 800		KOLOM 800 x 800		KOLOM 800 x 800	
	KOLOM INTERIOR		KOLOM EKSTERIOR		KOLOM INTERIOR		KOLOM EKSTERIOR	
	TINGGI 5 M		TINGGI 5 M		TINGGI 3,2 M		TINGGI 3,2 M	
PENAMPANG PROFIL								
TULANGAN LONGITUDINAL	28 D29		24 D29		24 D29		20 D29	
TULANGAN SENGKANG	TUMPUAN	3 D13 - 125	TUMPUAN	3 D13 - 125	TUMPUAN	3 D13 - 125	TUMPUAN	3 D13 - 125
	LAPANGAN	3 D13 - 200	LAPANGAN	3 D13 - 200	LAPANGAN	3 D13 - 200	LAPANGAN	3 D13 - 200

1
 AR
 2013
TABEL PENULANGAN KOLOM
 SKALA 1 : 25

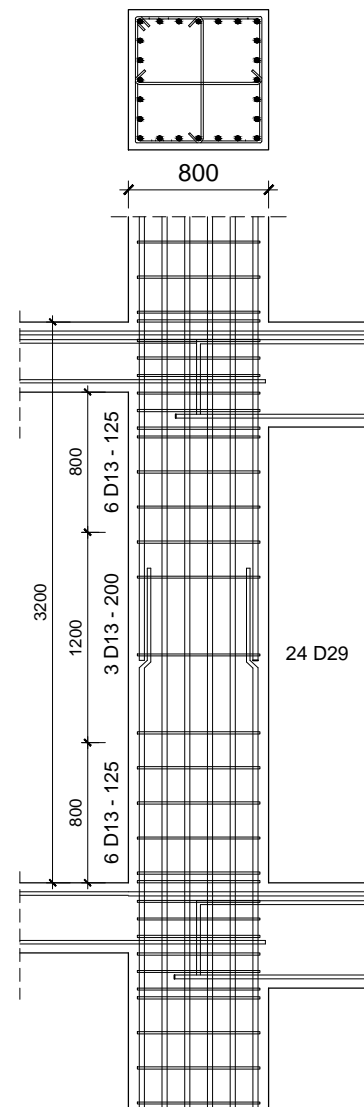
TIPE KOLOM	KOLOM 700 x 700		KOLOM 700 x 700		KOLOM 600 X 600		KOLOM 600 X 600	
	KOLOM INTERIOR		KOLOM EKSTERIOR		KOLOM INTERIOR		KOLOM EKSTERIOR	
	TINGGI 3,2 M		TINGGI 3,2 M		TINGGI 3,2 M		TINGGI 3,2 M	
PENAMPANG PROFIL								
TULANGAN LONGITUDINAL	20 D25		20 D25		20 D22		20 D22	
TULANGAN SENGKANG	TUMPUAN	3 D13 - 125	TUMPUAN	3 D13 - 125	TUMPUAN	3 D13 - 125	TUMPUAN	3 D13 - 125
	LAPANGAN	3 D13 - 250	LAPANGAN	3 D13 - 250	LAPANGAN	3 D13 - 250	LAPANGAN	3 D13 - 250

2
 AR
 2013
TABEL PENULANGAN KOLOM
 SKALA 1 : 25



1
AR
2013

KOLOM EKSTERIOR 800x800
SKALA 1 : 40



1
AR
2013

KOLOM INTERIOR 800x800
SKALA 1 : 40



PROGRAM STUDI S-1 LINTAS JALUR
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA

PROJECT

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG APARTEMEN ELPI'S
RESIDENCE JAKARTA
MENGUNAKAN SISTEM GANDA
DAN BALOK BETON PRATEGANG

DOSEN PEMBIMBING

Prof. TAVIO, ST., MT., Ph.D
Prof. Dr. Ir. I GUSTI PUTU RAKA, DEA.

MAHASISWA

MUHAMMAD RIFANLI
NRP: 5114106007

JUDUL GAMBAR

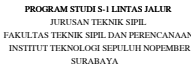
DETAIL KOLOM

SKALA

1 : 40

KODE GAMBAR

16/22 - FTSP-2016



PROJECT

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG APARTEMEN ELPIS
RESIDENCE JAKARTA
MENGUNAKAN SISTEM GANDA
DAN BALOK BETON PRATEGANG

DOSEN PEMBIMBING

Prof. TAVIO, ST., MT., Ph.D
Prof. Dr. Ir. I GUSTI PUTU RAKA, DEA

MAHASISWA

MUHAMMAD RIFANLI
NRP: 3114106007

JUDUL GAMBAR

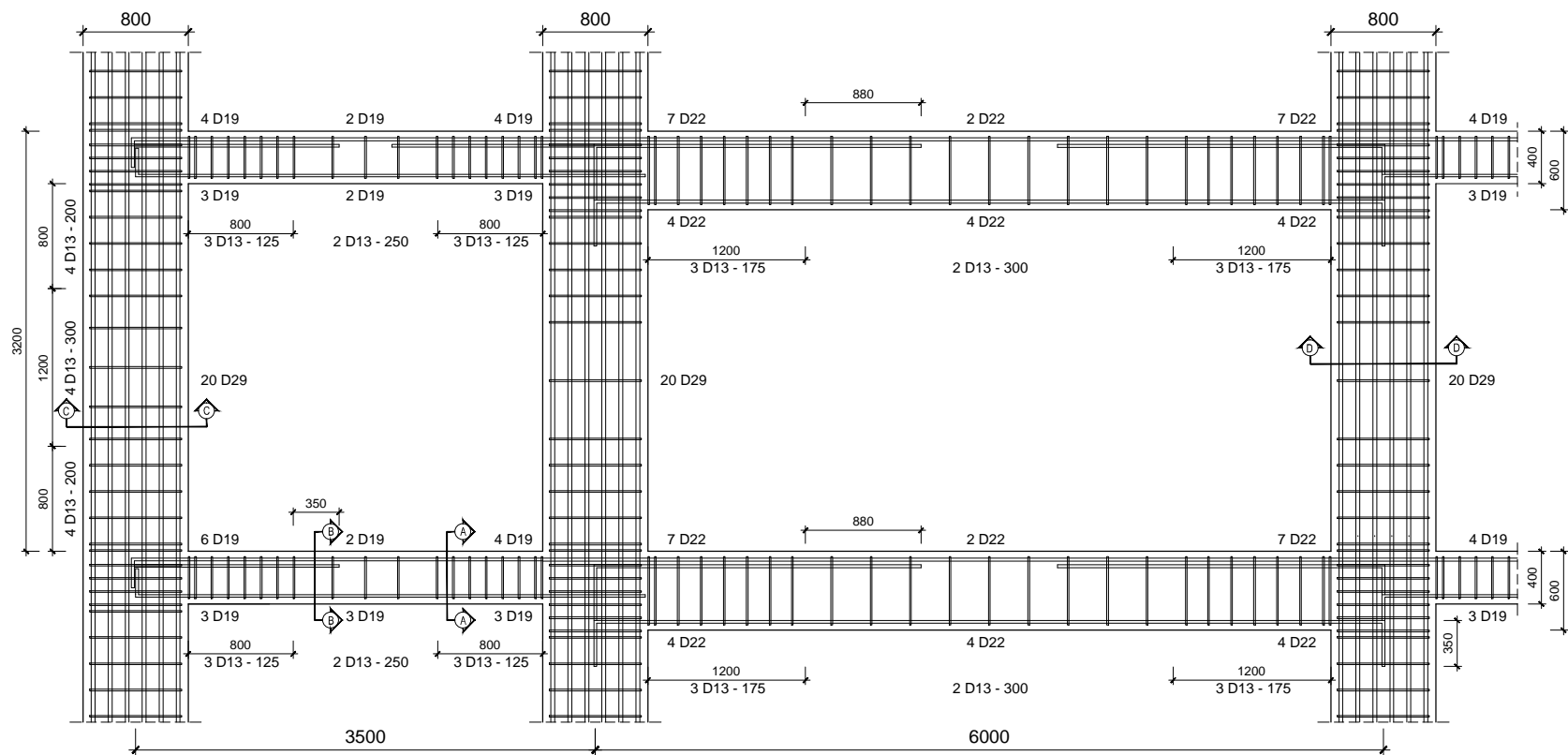
DETAIL PORTAL

SKALA

1 : 50

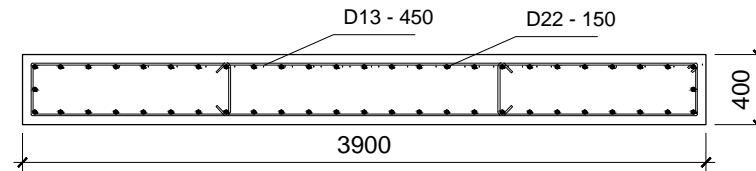
KODE GAMBAR

17/12 - FTSP-2016

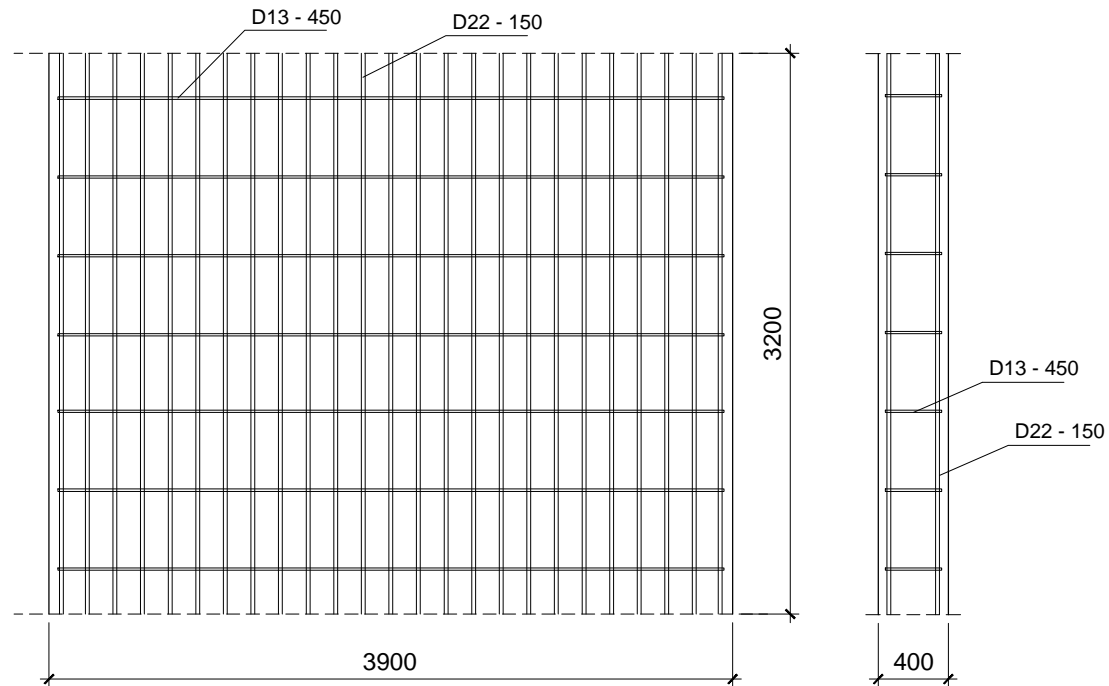


DETAIL PENULANGAN PORTAL

SKALA 1 : 50



1 **DETAIL SHEAR WALL 1**
AR 2013 SKALA 1 : 40



2 **POTONGAN SHEAR WALL 1**
AR 2013 SKALA 1 : 40



PROGRAM STUDI S-1 LINTAS JALUR
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA

PROJECT

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG APARTEMEN ELPIIS
RESIDENCE JAKARTA
MENGUNAKAN SISTEM GANDA
DAN BALOK BETON PRATEGANG

DOSEN PEMBIMBING

Prof. TAVIO, ST., MT., Ph.D
Prof. Dr. Ir. I GUSTI PUTU RAKA, DEA.

MAHASISWA

MUHAMMAD RIFANLI
NRP: 5114106007

JUDUL GAMBAR

SHEAR WALL 1

SKALA

1 : 40

KODE GAMBAR

18/22 - FTSP-2016

PROJECT

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
 GEDUNG APARTEMEN ELPI'S
 RESIDENCE JAKARTA
 MENGGUNAKAN SISTEM GANDA
 DAN BALOK BETON PRATEGANG

DOSEN PEMBIMBING

Prof. TAVIO, ST., MT., Ph.D
 Prof. Dr. Ir. I GUSTI PUTU RAKA, DEA

MAHASISWA

MUHAMMAD RIFANLI
 NRP: 5114106607

JUDUL GAMBAR

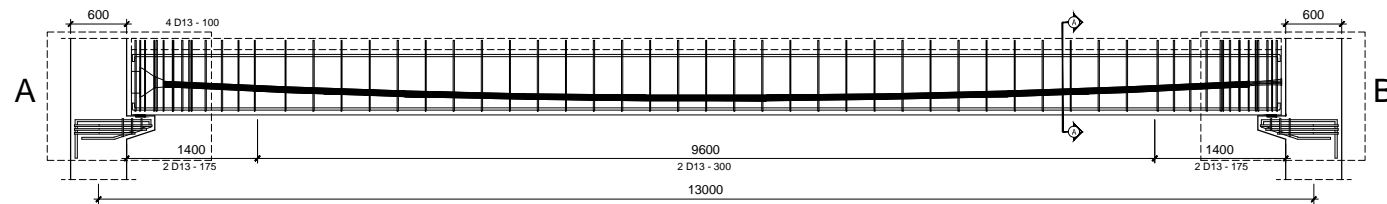
BALOK PRATEGANG

SKALA

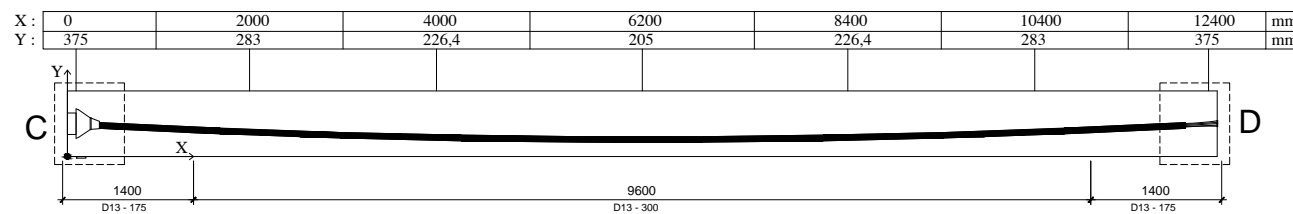
1 : 75

KODE GAMBAR

19/22 - FTSP-2016



1
 AR
 2013
POTONGAN MEMANJANG
 SKALA 1 : 50



2
 AR
 2013
KOORDINAT TENDON
 SKALA 1 : 50

PROJECT

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
 GEDUNG APARTEMEN ELPI'S
 RESIDENCE JAKARTA
 MENGGUNAKAN SISTEM GANDA
 DAN BALOK BETON PRATEGANG

DOSEN PEMBIMBING

Prof. TAVIO, ST., MT., Ph.D
 Prof. Dr. Ir. I GUSTI PUTU RAKA, DEA

MAHASISWA

MUHAMMAD RIFANLI
 NRP: 5114106007

JUDUL GAMBAR

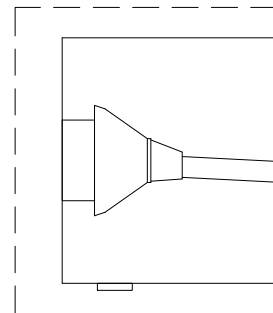
DETAIL BALOK PRATEGANG

SKALA

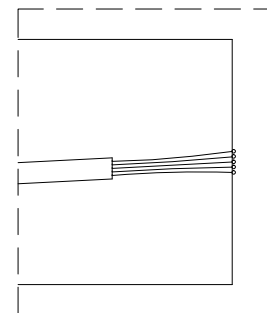
1 : 20

KODE GAMBAR

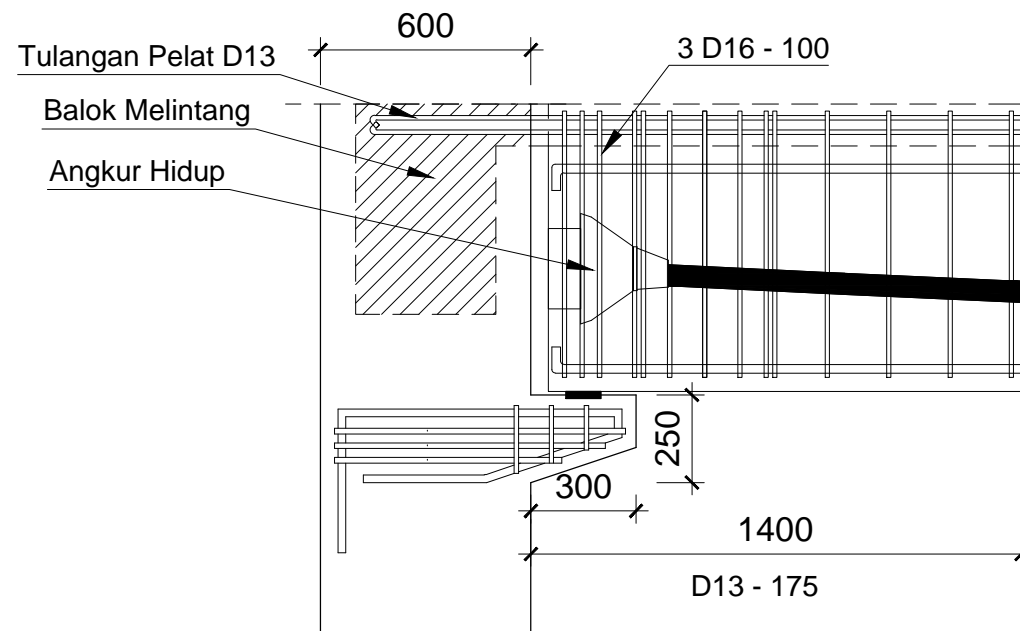
20/22 - FTSP-2016



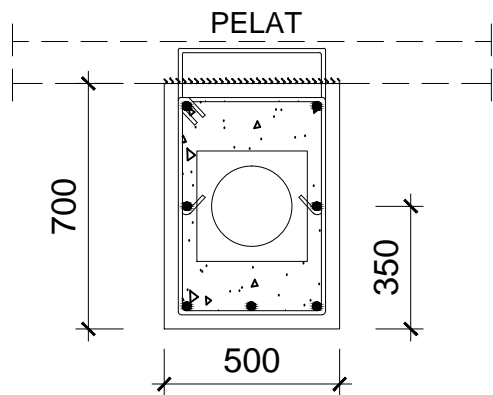
1
 AR
 DETAIL C
 SKALA 1 : 20



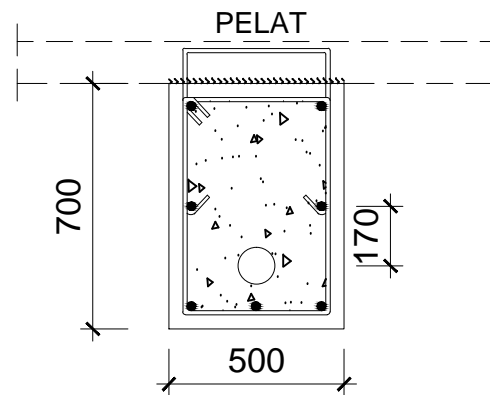
2
 AR
 DETAIL D
 SKALA 1 : 20



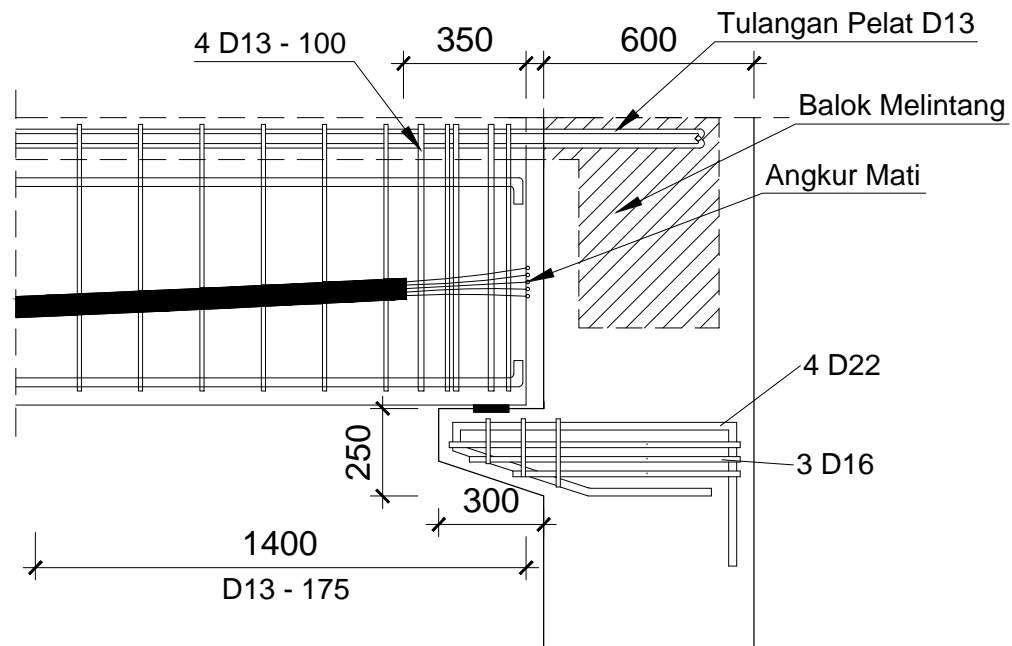
3
 AR
 DETAIL A
 SKALA 1 : 20



1 BALOK KOMPOSIT TUMPUAN
AR SKALA 1 : 20



2 BALOK KOMPOSIT LAPANGAN
AR SKALA 1 : 20



3 DETAIL B
AR SKALA 1 : 20

PROJECT

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG APARTEMEN ELPI
RESIDENCE JAKARTA
MENGGUNAKAN SISTEM GANDA
DAN BALOK BETON PRATEGANG

DOSEN PEMBIMBING

Prof. TAVIO, ST., MT., Ph.D
Prof. Dr. Ir. I GUSTI PUTU RAKA, DEA.

MAHASISWA

MUHAMMAD RIFANLI
NRP: 3114106007

JUDUL GAMBAR

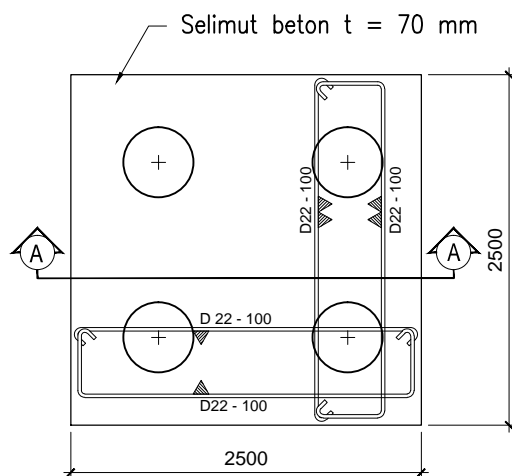
DETAIL BALOK PRATEGANG

SKALA

1 : 20

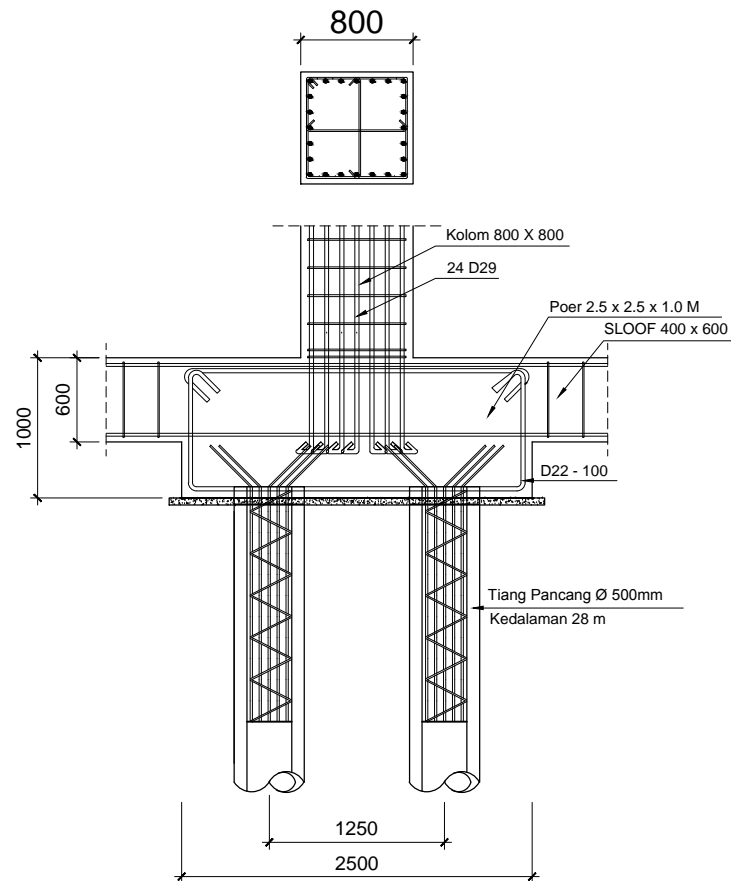
KODE GAMBAR

21/22 - FTSP-2016



1
AR
2013

DETAIL POER 1
SKALA 1 : 50



2
AR
2013

POTONGAN A - A
SKALA 1 : 50



PROGRAM STUDI S-1 LINTAS JALUR
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA

PROJECT

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG APARTEMEN ELPIS
RESIDENCE JAKARTA
MENGUNAKAN SISTEM GANDA
DAN BALOK BETON PRATEGANG

DOSEN PEMBIMBING

Prof. TAVIO, ST., MT., Ph.D
Prof. Dr. Ir. I GUSTI PUTU RAKA, DEA.

MAHASISWA

MUHAMMAD RIFANLI
NRP: 5114106007

JUDUL GAMBAR

PONDASI TIANG PANCANG

SKALA

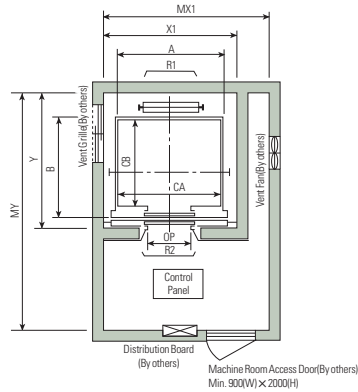
1 : 50

KODE GAMBAR

22/12 - FTSP-2016

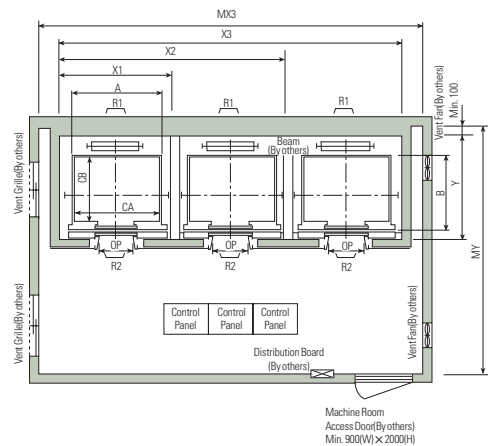
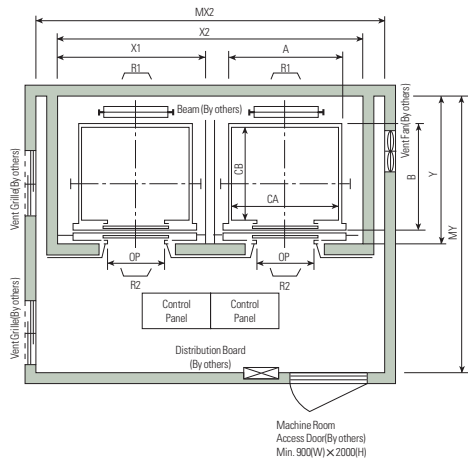
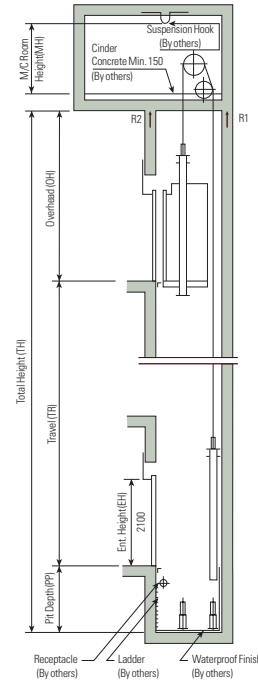
Layout Plan – Geared Elevators 1~1.75m/sec

Plan of Hoistway & Machine Room



Note : Machine room temperature should be maintained below 40°C with ventilating fan and/or air conditioner (if necessary) and humidity below 90%.

Section of Hoistway



Standard Dimensions & Reactions

(Unit : mm)

Speed (m/sec)	Capacity		Clear Opening OP	Car		Hoistway				M/C Room				M/C Room Reaction (kg)		Pit Reaction (kg)	
				Internal CA × CB	External A × B	1Car X1	2Cars X2	3Cars X3	Depth Y	1Car MX1	2Cars MX2	3Cars MX3	Depth MY	R1	R2	R3	R4
1.0	6	450	800	1400 × 850	1440 × 1005	1800	3700	5600	1430	2000	4000	6000	3200	3600	2000	5200	4300
	8	550	800	1400 × 1030	1440 × 1185	1800	3700	5600	1610	2000	4000	6000	3400	4050	2250	5800	4700
	9	600	800	1400 × 1100	1440 × 1285	1800	3700	5600	1710	2000	4000	6000	3500	4100	2450	6100	4900
	10	700	800	1400 × 1250	1440 × 1405	1800	3700	5600	1830	2000	4000	6000	3600	4200	2700	6600	5200
	11	750	800	1400 × 1350	1440 × 1505	1800	3700	5600	1930	2000	4000	6000	3700	4550	2800	6900	5400
1.5	13	900	900	1600 × 1350	1660 × 1505	2050	4200	6350	1980	2300	4400	6800	3750	5100	3750	7900	6100
	15	1000	900	1600 × 1500	1660 × 1655	2050	4200	6350	2130	2300	4400	6800	3850	5450	4300	8400	6400
	17	1150	1000	1800 × 1500	1900 × 1670	2350	4800	7250	2180	2600	4900	7500	3900	6600	5100	10800	8500
	20	1350	1100	2000 × 1350	2100 × 1520	2550	5200	7850	2030	2800	5250	8300	3800	7800	6000	11800	9100
			1100	2000 × 1500	2100 × 1670	2550	5200	7850	2180	2800	5250	8300	4000				
1.75	24	1600	1100	2000 × 1750	2100 × 1920	2550	5200	7850	2430	2900	5400	8300	4300	8500	6800	13100	9900
				2150 × 1600	2250 × 1770	2700	5500	8300	2280	3000	5650	8700	4200				

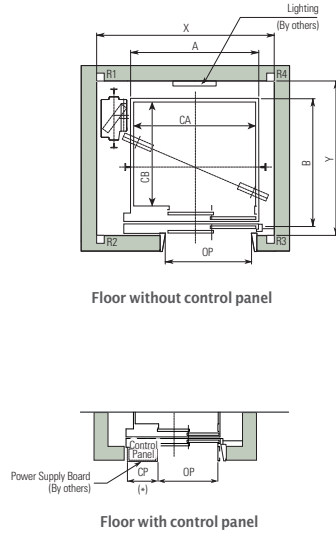
- Notes :** 1. Above hoistway dimensions are based on 15-storied buildings. For application to over 16-storied buildings, the hoistway dimensions shall be at least 5% larger considering the sloping of the hoistways.
2. Above dimensions are based on center opening doors. For applicable dimensions with side opening doors, consult Hyundai.
3. When non-standard capacities and dimensions are required to meet the local code, consult Hyundai.
4. The capacity in persons is calculated at 65kg/person. (EN81=75kg/person)

(Unit : mm)

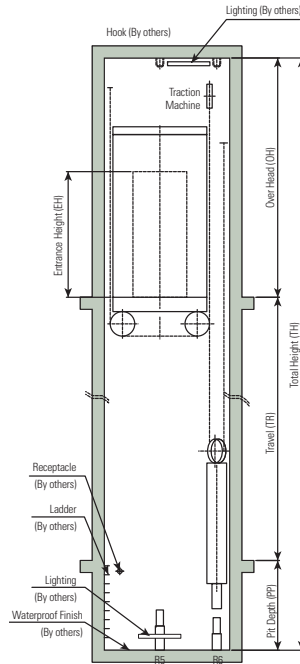
Speed (m/sec)	Overhead (OH)	Pit (PP)	M/C Room Height (MH)
1.0	4200	1400	2200
1.5	4400	1600	2400
1.75	4600	1800	2400

- Notes :** 1. The minimum hoistway dimensions are shown on the above table. Therefore, some allowances should be made considering the sloping of the hoistways.
2. Machine room temperature should be maintained below 40°C with ventilating fan and/or air conditioner (if necessary) and humidity below 90%.
3. The minimum machine room height should be 2800mm in case of the traction machine with double isolation pad.

Plan of Hoistway



Section of Hoistway



Overhead & Pit Depth

(Unit : mm)

Duty Load (kg)	Speed (m/s)	Overhead (OH)		Pit Depth (PP)	Control Panel (CP)*
		2 Panel Center Open	2 Panel Side Open		
550 ~ 1150	1.0	3800	4300	1500	530
	1.5	3900	4400	1800	
	1.75	4000	4500	2100	
900 ~ 1150	2.0	4300	4800	2200	530
	2.5	5100	5600	2400	630
1350 ~ 1600	1.0	4200	4700	1500	630
	1.5	4300	4800	1800	
	1.75	4500	5000	2100	
	2.0	4800	5300	2200	
	2.5	5100	5600	2400	
1750 ~ 2000	1.0	4400	4900	1750	630
	1.5	4500	5000	1900	
	1.75	4600	5100	2100	
2250 ~ 2500	1.0	5000	5500	1750	630
	1.5	5100	5600	1900	
	1.75	5300	5800	2100	

Notes : 1. Above dimensions are applied for car height of 2500mm and standard car size & opening for other applicable dimensions, please contact us.
 2. In case of side open or requested wide opening size to compare car width, OH should be increased 500mm.
 3. When non-standard capacities and dimensions are required to meet the local code, please consult us.

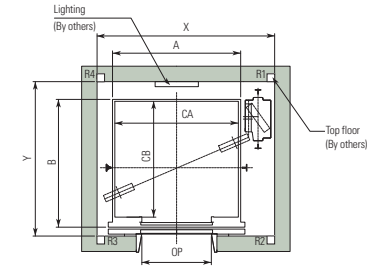
Standard Dimensions

Manufacturer Standard

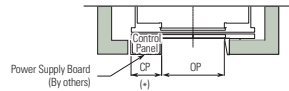
(Unit: mm)

Speed (m/sec)	Capacity		Opening Type	Clear Opening	Car			Hoistway Size		M/C Room Reaction (kg)				Pit Reaction (kg)	
	Persons	kg			OP	CA × CB	A × B	X	Y	R1	R2	R3	R4	R5	R6
1.0	8	550	2 Panel Side Open	800	1100 x 1300	1160 x 1492	1800	1850	4000	2100	1500	600	7000	1600	
	9	600		800	1100 x 1400	1160 x 1592	1800	1900	4100	2300	1600	600	7300	1600	
	10	700		800	1200 x 1400	1260 x 1592	1900	1900	4500	2300	1700	650	7800	1600	
	11	750		800	1300 x 1400	1360 x 1592	2000	1900	4800	2300	1750	700	8100	1700	
	13	900		900	1300 x 1600	1360 x 1792	2000	2100	5100	2500	1800	750	9200	1900	
1.5				900	1100 x 2100	1160 x 2292	1800	2550	5400	2700	1900	800	9800	2000	
	15	1000		1200	2100 x 1100	2160 x 1292	2800	1750	5400	2700	1900	800	9800	2000	
1.75	17	1150		1000	1200 x 2200	1300 x 2407	2000	2700	6300	3400	2100	900	12500	2500	
	20	1350		1000	1300 x 2300	1400 x 2507	2200	2800	7700	4300	2500	1100	13900	3000	
	24	1600		1100	1500 x 2300	1600 x 2507	2400	2800	7900	4600	2600	1200	15200	3200	
	27	1750	1200	1600 x 2300	1700 x 2507	2500	2800	8600	4300	2900	1300	16700	2800		
	30	2000	1200	1500 x 2700	1600 x 2907	2400	3200	9100	4700	3100	1300	19800	3300		
2.0	38	2500	1300	1800 x 2700	1900 x 2907	2900	3200	10300	5200	3300	1600	24000	3700		
	13	900	900	1300 x 1600	1400 x 1807	2200	2250	5900	3700	1800	900	11200	2300		
	15	1000	900	1300 x 1750	1400 x 1957	2200	2450	6100	3900	2200	900	11800	2500		
	17	1150	1000	1200 x 2200	1300 x 2407	2100	2700	6600	4200	2300	900	14200	2700		
	20	1350	1000	1300 x 2300	1400 x 2507	2200	2800	8200	4600	2600	1200	16500	3100		
2.5	24	1600	1100	1500 x 2300	1600 x 2507	2400	2800	8300	4900	2700	1200	17800	3300		
	13	900	900	1300 x 1600	1400 x 1807	2200	2250	5900	3700	1800	900	11200	2300		
	15	1000	900	1300 x 1750	1400 x 1957	2200	2450	6100	3900	2200	900	11800	2500		
	17	1150	1000	1200 x 2200	1300 x 2407	2100	2700	6600	4200	2300	900	14200	2700		
	20	1350	1000	1300 x 2300	1400 x 2507	2200	2800	8200	4600	2600	1200	16500	3100		
2.5	24	1600	1100	1500 x 2300	1600 x 2507	2400	2800	8300	4900	2700	1200	17800	3300		

Plan of Hoistway

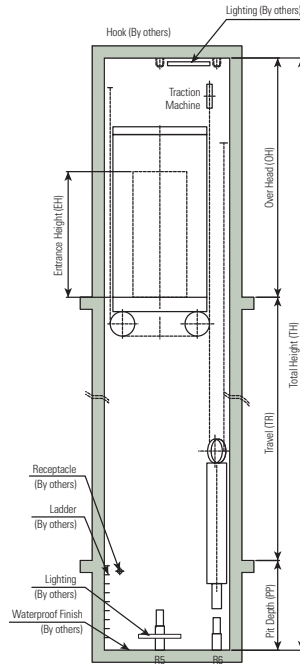


Floor without control panel



Floor with control panel

Section of Hoistway



Overhead & Pit Depth

(Unit : mm)

Duty Load (kg)	Speed (m/s)	Overhead (OH)		Pit Depth (PP)	Control Panel (CP)*
		2 Panel Center Open	2 Panel Side Open		
550 ~ 1150	1.0	3800	4300	1500	530
	1.5	3900	4400	1800	
	1.75	4000	4500	2100	
900 ~ 1150	2.0	4300	4800	2200	530
	2.5	5100	5600	2400	630
1350 ~ 1600	1.0	4200	4700	1500	630
	1.5	4300	4800	1800	
	1.75	4500	5000	2100	
	2.0	4800	5300	2200	
	2.5	5100	5600	2400	
1750 ~ 2000	1.0	4400	4900	1750	630
	1.5	4500	5000	1900	
	1.75	4600	5100	2100	
2250 ~ 2500	1.0	5000	5500	1750	630
	1.5	5100	5600	1900	
	1.75	5300	5800	2100	

Notes : 1. Above dimensions are applied for car height of 2500mm and standard car size & opening for other applicable dimensions, please contact us.
 2. In case of side open or requested wide opening size to compare car width, OH should be increased 500mm.
 3. When non-satandard capacities and dimensions are required to meet the local code, please consult us.

Standard Dimensions

Manufacturer Standard

(Unit: mm)

Speed (m/sec)	Capacity		Opening Type	Clear Opening	Car		Hoistway Size		M/C Room Reaction (kg)				Pit Reaction (kg)	
	Persons	kg		OP	CA × CB	A × B	X	Y	R1	R2	R3	R4	R5	R6
1.0	8	550	2 Panel Center Open	800	1300 x 1100	1360 x 1255	2050	1700	4000	2100	1500	600	7000	1600
	9	600		800	1300 x 1190	1360 x 1345	2050	1800	4100	2300	1600	600	7300	1600
	10	700		800	1300 x 1300	1360 x 1455	2050	1800	4500	2300	1700	650	7800	1600
	11	750		800	1300 x 1400	1360 x 1555	2050	1850	4800	2300	1750	700	8100	1700
	13	900		900	1600 x 1300	1660 x 1505	2300	1850	5100	2500	1800	750	9200	1900
	15	1000		900	1600 x 1400	1660 x 1555	2300	1900	5400	2700	1900	800	9800	2000
1.5	17	1150		1000	1800 x 1400	1900 x 1570	2600	2100	6300	3400	2100	900	12500	2500
	20	1350		1000	1800 x 1600	1900 x 1770	2650	2400	7700	4300	2500	1100	13900	3000
	24	1600		1100	2000 x 1700	2100 x 1870	2900	2450	7900	4600	2600	1200	15200	3200
	27	1750		1200	2100 x 1750	2200 x 1920	3000	2500	8600	4300	2900	1300	16700	2800
	30	2000		1200	2100 x 1900	2200 x 2070	3000	2550	9100	4700	3100	1300	19800	3300
	38	2500		1300	2200 x 2200	2300 x 2370	3300	3000	10300	5200	3300	1600	24000	3700
2.0	13	900		900	1600 x 1300	1700 x 1520	2500	2100	5900	3700	1800	900	11200	2300
	15	1000		900	1600 x 1400	1700 x 1670	2600	2100	6100	3900	2200	900	11800	2500
	17	1150		1000	1800 x 1400	1900 x 1670	2700	2100	6600	4200	2300	900	14200	2700
	20	1350		1000	1800 x 1600	1900 x 1870	2700	2400	8200	4600	2600	1200	16500	3100
	24	1600		1100	2000 x 1700	2100 x 1920	2900	2450	8300	4900	2700	1200	17800	3300
	13	900		900	1600 x 1350	1700 x 1520	2500	2250	5900	3700	1800	900	11200	2300
2.5	15	1000		900	1600 x 1400	1700 x 1670	2600	2250	6100	3900	2200	900	11800	2500
	17	1150		1000	1800 x 1400	1900 x 1670	2700	2250	6600	4200	2300	900	14200	2700
	20	1350		1000	1800 x 1600	1900 x 1870	2700	2400	8200	4600	2600	1200	16500	3100
	24	1600		1100	2000 x 1700	2100 x 1920	2900	2450	8300	4900	2700	1200	17800	3300

EN81 Standard

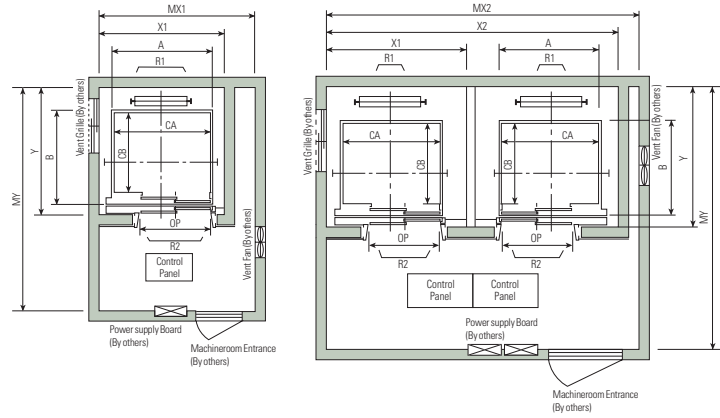
(Unit: mm)

Speed (m/sec)	Capacity		Opening Type	Clear Opening	Car		Hoistway Size		M/C Room Reaction (kg)				Pit Reaction (kg)	
	Persons	kg		OP	CA × CB	A × B	X	Y	R1	R2	R3	R4	R5	R6
1.0	7	550	2 Panel Center Open	800	1300 x 1100	1360 x 1255	2050	1700	4000	2100	1500	600	7000	1600
	8	630		800	1300 x 1190	1360 x 1345	2050	1800	4100	2300	1600	600	7300	1600
	9	700		800	1300 x 1300	1360 x 1455	2050	1800	4500	2300	1700	650	7800	1600
	10	800		800	1300 x 1400	1360 x 1555	2050	1850	4800	2300	1750	700	8100	1700
	12	900		900	1600 x 1300	1660 x 1455	2300	1850	5100	2500	1800	750	9200	1900
	13	1000		900	1600 x 1400	1660 x 1555	2300	1900	5400	2700	1900	800	9800	2000
1.5	15	1150		1000	1800 x 1400	1900 x 1570	2600	2100	6300	3400	2100	900	12500	2500
	18	1350		1000	1800 x 1600	1900 x 1770	2650	2400	7700	4300	2500	1100	13900	3000
	21	1600		1100	2000 x 1700	2100 x 1870	2900	2450	7900	4600	2600	1200	15200	3200
	23	1750		1200	2100 x 1750	2200 x 1920	3000	2500	8600	4300	2900	1300	16700	2800
	26	2000		1200	2100 x 1900	2200 x 2070	3000	2550	9100	4700	3100	1300	19800	3300
	33	2500		1300	2200 x 2200	2300 x 2370	3300	3000	10300	5200	3300	1600	24000	3700
2.0	12	900		900	1600 x 1300	1700 x 1520	2500	2100	5900	3700	1800	900	11200	2300
	13	1000		900	1600 x 1400	1700 x 1670	2600	2100	6100	3900	2200	900	11800	2500
	15	1150		1000	1800 x 1400	1900 x 1670	2700	2100	6600	4200	2300	900	14200	2700
	18	1350		1000	1800 x 1600	1900 x 1870	2700	2400	8200	4600	2600	1200	16500	3100
	21	1600		1100	2000 x 1700	2100 x 1920	2900	2450	8300	4900	2700	1200	17800	3300
	12	900		900	1600 x 1300	1700 x 1520	2500	2250	5900	3700	1800	900	11200	2300
2.5	13	1000		900	1600 x 1400	1700 x 1670	2600	2250	6100	3900	2200	900	11800	2500
	15	1150		1000	1800 x 1400	1900 x 1670	2700	2250	6600	4200	2300	900	14200	2700
	18	1350		1000	1800 x 1600	1900 x 1870	2700	2400	8200	4600	2600	1200	16500	3100
	21	1600		1100	2000 x 1700	2100 x 1920	2900	2450	8300	4900	2700	1200	17800	3300

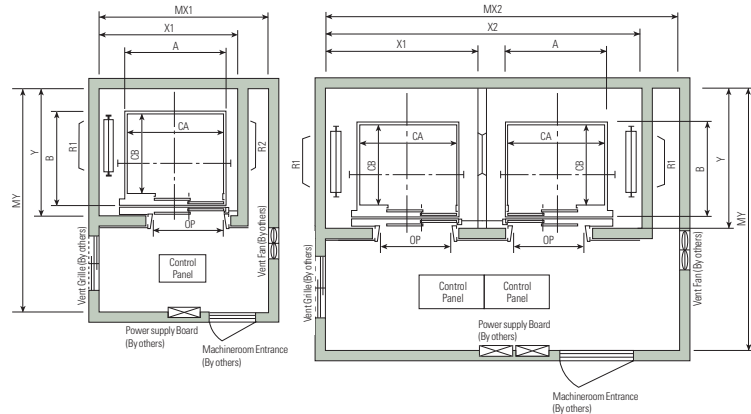
Layout Plan - LUXEN(Gearless Elevators) 1~2.5m/sec | Side open

Plan of Hoistway & Machine Room

Rear Drop



Side Drop



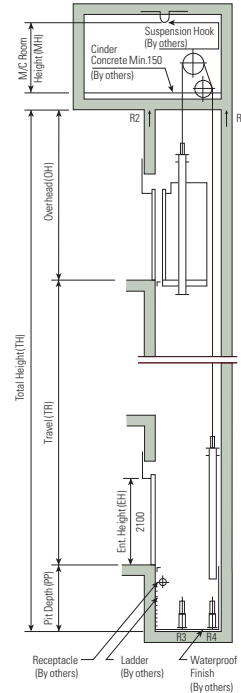
Overhead & Pit Depth

(Unit : mm)

Load (kg)	450 ~ 1000		1150 ~ 1600		M/C Room Height (MH)
Speed (m/sec)	Overhead (OH)	Pit Depth (PP)	Overhead (OH)	Pit Depth (PP)	
1.0	4200	1300	4200	1400	2200
1.5	4400	1400	4400	1500	2400
1.75	4500	1500	4500	1600	
2.0	4700	1900	4700	2000	
2.5	5000	2200	5000	2200	

- Notes : 1. Above dimensions are applied for car height of 2500mm, for other applicable dimensions, contact us.
 2. In case of requested double isolation pad, machine room height should be increased 200mm.
 3. Machine room temperature should be maintained below 40 °C with ventilating fan and/or air conditioner (if necessary) and humidity below 90%.

Section of Hoistway



Standard Dimensions & Reactions

Manufacturer Standard

(Unit: mm)

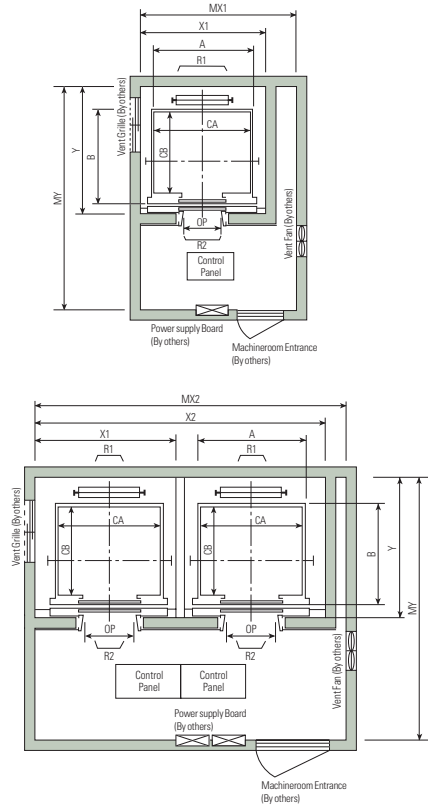
Speed (m/sec)	Capacity		Opening Type	Clear Opening OP	C.WT Drop	Car		Hoistway Size			Machine Room Size			M/C Room		Pit Reaction (kg)			
						Internal	External	1Car	2Cars	Depth	1Car	2Cars	Depth	R1	R2	R3	R4		
						CA × CB	A × B	X1	X2	Y	MX1	MX2	MY						
1.0	6	450	2 Panel Side Open	800	Rear	1100 x 1100	1160 x 1292	1550	3200	1800	1800	3500	3600	3600	2000	5400	4500		
	8	550		800	Rear	1100 x 1250	1160 x 1442	1550	3200	1950	1800	3500	3750	4050	2250	6000	4900		
	9	600		800	Rear	1100 x 1400	1160 x 1592	1550	3200	2100	1800	3500	3900	4100	2450	6300	5100		
	10	700		900	Rear	1400 x 1100	1460 x 1292	1800	3700	1800	2000	4000	3600						
	11	750		800	Side	1100 x 1600	1160 x 1792	1850	3700	2050	2000	4000	3800	4200	2700	6800	5400		
	13	900		900	Side	1100 x 1650	1160 x 1842	1850	3700	2100	2000	4000	3900	4550	2800	7100	5600		
1.75	15	1000		900	Side	1100 x 2000	1160 x 2192	1850	3700	2500	2000	4000	4300	5100	3750	8100	6300		
	17	1150		900	Side	1100 x 2100	1160 x 2292	1850	3700	2550	2000	4000	4350	5450	4300	8600	6600		
	20	1350		1100	Rear	2100 x 1100	2160 x 1292	2550	5200	1800	2550	5200	3600						
	24	1600		1000	Side	1200 x 2200	1300 x 2407	2100	4300	2650	2100	4300	4400	6600	5100	11000	8700		
	15	1000		1100	Side	1300 x 2300	1400 x 2507	2250	4600	2750	2250	4600	4500	7800	6000	12200	9500		
	17	1150		1200	Side	1500 x 2300	1600 x 2507	2450	5000	2750	2500	5000	4500	8500	6800	13600	10400		
2.0	13	900		900	Side	1200 x 1800	1300 x 2007	2200	4500	2250	2450	4500	4300	12030	6650	9000	7500		
	15	1000		900	Side	1200 x 1900	1300 x 2107	2200	4500	2350	2500	4500	4400	12800	6950	9400	8000		
	17	1150		1000	Rear	1600 x 1500	1700 x 1707	2250	4600	2300	2550	4600	4400	12800	6950	9400	8000		
	20	1350		1000	Side	1200 x 2200	1300 x 2407	2200	4500	2650	2500	4500	4700						
	1100	Rear		2000 x 1350	2100 x 1557	2650	5400	2150	2950	5400	4200			13080	7150	11000	8700		
	1000	Side		1300 x 2300	1400 x 2507	2300	4700	2750	2600	4700	4800			14350	7650	12200	9500		
2.5	20	1350		1100	Rear	2000 x 1500	2100 x 1707	2650	5400	2300	2950	5400	4400						
	1100	Side		1500 x 2300	1600 x 2507	2500	5100	2750	2800	5100	4800			15100	8100	13600	10400		
	24	1600		1200	Rear	2100 x 1650	2200 x 1857	2750	5600	2450	3050	5600	4500						

EN81 Standard

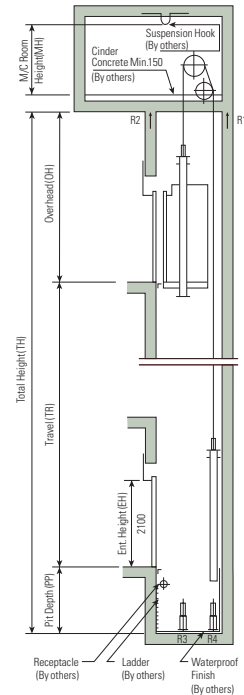
(Unit: mm)

Speed (m/sec)	Capacity		Opening Type	Clear Opening OP	C.WT Drop	Car		Hoistway Size			Machine Room Size			M/C Room		Pit Reaction (kg)			
						Internal	External	1Car	2Cars	Depth	1Car	2Cars	Depth	R1	R2	R3	R4		
						CA × CB	A × B	X1	X2	Y	MX1	MX2	MY						
1.0	6	450	2 Panel Side Open	800	Rear	1100 x 1100	1160 x 1292	1550	3200	1800	1800	3500	3600	3600	2000	5400	4500		
	7	550		800	Rear	1100 x 1250	1160 x 1442	1550	3200	1950	1800	3500	3750	4050	2250	6000	4900		
	8	630		800	Rear	1100 x 1400	1160 x 1592	1550	3200	2100	1800	3500	3900	4100	2450	6300	5100		
	9	700		900	Rear	1400 x 1100	1460 x 1292	1800	3700	1800	2000	4000	3600						
	10	800		800	Side	1100 x 1600	1160 x 1792	1850	3700	2050	2000	4000	3800	4200	2700	6800	5400		
	12	900		900	Side	1100 x 1650	1160 x 1842	1850	3700	2100	2000	4000	3900	4550	2800	7100	5600		
1.75	13	1000		900	Side	1100 x 2000	1160 x 2192	1850	3700	2500	2000	4000	4300	5100	3750	8100	6300		
	15	1150		900	Side	1100 x 2100	1160 x 2292	1850	3700	2550	2000	4000	4350	5450	4300	8600	6600		
	18	1350		1100	Rear	2100 x 1100	2160 x 1292	2550	5200	1800	2550	5200	3600						
	21	1600		1000	Side	1200 x 2200	1300 x 2407	2100	4300	2650	2100	4300	4400	6600	5100	11000	8700		
	15	1000		1100	Side	1300 x 2300	1400 x 2507	2250	4600	2750	2250	4600	4500	7800	6000	12200	9500		
	17	1150		1200	Side	1400 x 2400	1500 x 2607	2350	5000	2850	2500	4600	4500	8500	6800	13600	10400		
2.0	12	900		900	Side	1200 x 1800	1300 x 2007	2200	4500	2250	2450	4500	4300	12030	6650	9000	7500		
	13	1000		900	Side	1200 x 1900	1300 x 2107	2200	4500	2350	2500	4500	4400	12800	6950	9400	8000		
	15	1150		1000	Rear	1600 x 1400	1700 x 1607	2250	4600	2200	2550	4600	4300	12800	6950	9400	8000		
	18	1350		1000	Side	1200 x 2200	1300 x 2407	2200	4500	2650	2500	4500	4700						
	1100	Rear		2000 x 1350	2100 x 1557	2650	5400	2150	2950	5400	4200			13080	7150	11000	8700		
	1000	Side		1300 x 2300	1400 x 2507	2300	4700	2750	2600	4700	4800			14350	7650	12200	9500		
2.5	20	1350		1100	Rear	2000 x 1500	2100 x 1707	2650	5400	2300	2950	5400	4400						
	1100	Side		1400 x 2400	1500 x 2607	2400	4900	2750	2700	4900	4800			15100	8100	13600	10400		
	24	1600		1200	Rear	2100 x 1650	2200 x 1857	2750	5600	2450	3050	5600	4500						

Plan of Hoistway & Machine Room



Section of Hoistway



Overhead & Pit Depth

(Unit : mm)

Load (kg)	450 ~ 1000		1150 ~ 1600		M/C Room Height (MH)
Speed (m/sec)	Overhead (OH)	Pit Depth (PP)	Overhead (OH)	Pit Depth (PP)	
1.0	4200	1300	4200	1400	2200
1.5	4400	1400	4400	1500	2400
1.75	4500	1500	4500	1600	
2.0	4700	1900	4700	2000	
2.5	5000	2200	5000	2200	

- Notes :
1. Above dimentions are applied for car height of 2500mm, for other applicable dimensions, contact us.
 2. In case of requested double isolation pad, machine room height should be increased 200mm.
 3. Machine room temperature should be maintained below 40 °C with ventilating fan and/or air conditioner (if necessary) and humidity below 90%.

Standard Dimensions & Reactions

Manufacturer Standard

(Unit: mm)

Speed (m/sec)	Capacity		Opening Type	Clear Opening	Car		Hoistway Size			Machine Room Size			M/C Room Reaction (kg)		Pit Reaction (kg)	
					Internal	External	1Car	2Cars	Depth	1Car	2Cars	Depth	R1	R2	R3	R4
	Persons	kg		OP	CA × CB	A × B	X1	X2	Y	MX1	MX2	MY				
1.0	6	450	2 Panel Center Open	800	1400 x 850	1460 x 1005	1800	3700	1450	2000	4000	3200	3600	2000	5400	4500
	8	550		800	1400 x 1030	1460 x 1185	1800	3700	1650	2000	4000	3400	4050	2250	6000	4900
	9	600		800	1400 x 1130	1460 x 1285	1800	3700	1750	2000	4000	3500	4100	2450	6300	5100
	10	700		800	1400 x 1250	1460 x 1405	1800	3700	1850	2000	4000	3600	4200	2700	6800	5400
	11	750		800	1400 x 1350	1460 x 1505	1800	3700	1950	2000	4000	3700	4550	2800	7100	5600
	13	900		900	1600 x 1350	1660 x 1505	2050	4200	1950	2300	4400	3750	5100	3750	8100	6300
	15	1000		900	1600 x 1500	1660 x 1655	2050	4200	2100	2300	4400	3850	5450	4300	8600	6600
	17	1150		1000	1800 x 1500	1900 x 1670	2350	4800	2200	2600	4900	3900	6600	5100	11000	8700
	20	1350		1100	2000 x 1350	2100 x 1520	2550	5200	2050	2800	5250	3800	7800	6000	12200	9500
	24	1600		1100	2000 x 1500	2100 x 1670	2550	5200	2200	2800	5250	4000				
2.0	13	900	2 Panel Center Open	900	1600 x 1350	1700 x 1520	2250	4600	2100	2550	4600	4250	12030	6650	9000	7500
	15	1000		900	1600 x 1500	1700 x 1670	2250	4600	2250	2550	4600	4250	12800	6950	9400	8000
	17	1150		1000	1800 x 1500	1900 x 1670	2450	5000	2250	2750	5000	4450	13080	7150	11000	8700
	20	1350		1100	2000 x 1350	2100 x 1520	2650	5400	2100	2950	5400	4650				
	24	1600		1100	2000 x 1500	2100 x 1670	2650	5400	2250	2950	5400	4650	14350	7650	12200	9500
	24	1600		1100	2000 x 1750	2100 x 1920	2650	5400	2500	2950	5400	4650	15100	8100	13600	10400
	24	1600		1100	2150 x 1600	2250 x 1770	2800	5700	2350	3100	5700	4800				
	24	1600		1100	2150 x 1600	2250 x 1770	2800	5700	2350	3100	5700	4800				
	24	1600		1100	2150 x 1600	2250 x 1770	2800	5700	2350	3100	5700	4800				
	24	1600		1100	2150 x 1600	2250 x 1770	2800	5700	2350	3100	5700	4800				

EN81 Standard

(Unit: mm)

Speed (m/sec)	Capacity		Opening Type	Clear Opening	Car		Hoistway Size			Machine Room Size			M/C Room Reaction (kg)		Pit Reaction (kg)		
	Persons	kg			Internal	External	1Car	2Cars	Depth	1Car	2Cars	Depth	R1	R2	R3	R4	
																	OP
1.0	6	450	2 Panel Center Open	700	1100 x 1100	1160 x 1250	1550	3200	1700	1800	3500	3450	3600	2000	5400	4500	
		800		1400 x 850	1460 x 1005	1800	3700	1450	2000	4000	3200						
	7	550		800	1400 x 1030	1460 x 1185	1800	3700	1650	2000	4000	3400	4050	2250	6000	4900	
	8	630		800	1400 x 1100	1460 x 1255	1800	3700	1700	2000	4000	3450	4100	2450	6300	5100	
	9	700		800	1400 x 1250	1460 x 1405	1800	3700	1850	2000	4000	3600	4200	2700	6800	5400	
1.5	10	800		800	1400 x 1350	1460 x 1505	1800	3700	1950	2000	4000	3700	4550	2800	7100	5600	
	12	900		900	1600 x 1300	1660 x 1455	2050	4200	1900	2300	4400	3700	5100	3750	8100	6300	
	13	1000		900	1600 x 1400	1660 x 1555	2050	4200	2000	2300	4400	3700	5450	4300	8600	6600	
1.75	15	1150			1000	1800 x 1400	1900 x 1570	2350	4800	2100	2600	4900	3800	6600	5100	11000	8700
				1100	2000 x 1300	2100 x 1470	2550	5200	2000	2800	5250	3750					
2.0	18	1350		1000	1800 x 1650	1900 x 1820	2350	4800	2350	2600	4900	4150	7800	6000	12200	9500	
			1100	2000 x 1500	2100 x 1670	2550	5200	2200	2800	5250	4000						
	21	1600		1100	2000 x 1700	2100 x 1870	2550	5200	2400	2900	5400	4250	8500	6800	13600	10400	
					2150 x 1600	2250 x 1770	2700	5500	2300	3000	5650	4200					
	10	800		800	1400 x 1350	1500 x 1520	2050	4200	2100	2350	4200	4100	10500	6400	8200	7300	
	12	900		900	1600 x 1300	1700 x 1470	2250	4600	2050	2550	4600	4050	12030	6650	9400	7500	
	13	1000		900	1600 x 1400	1700 x 1570	2250	4600	2150	2550	4600	4150	12800	6950	9400	8000	
	15	1150		1000	1800 x 1500	1900 x 1670	2450	5000	2250	2750	5000	4450	13080	7150	11000	8700	
	2.5				1100	2000 x 1350	2100 x 1520	2650	5400	2100	2950	5400	4650				
		18	1350		1000	1800 x 1700	1900 x 1870	2450	5000	2450	2750	5000	4450	14350	7650	12200	9500
			1100	2000 x 1500	2100 x 1670	2650	5400	2250	2950	5400	4650						
2.5	21	1600		1100	2000 x 1750	2100 x 1920	2650	5400	2500	2950	5400	4650	15100	8100	13600	10400	
					2150 x 1600	2250 x 1770	2800	5700	2350	3100	5700	4800					

1 - STRAND

1.1 - STRAND PROPERTIES 13mm (0.5")

Strand type			prEN 10138 – 3 (2006) Y1860S7		ASTM A 416-06 Grade 270
Nominal diameter	d	(mm)	12.5	12.9	12.7
Nominal cross section	A _p	(mm ²)	93	100	98.7
Nominal mass	M	(kg/m)	0.726	0.781	0.775
Nominal yield strength	f _{p0.1k}	(MPa)	1634 ¹	1640 ¹	1675 ²
Nominal tensile strength	f _{pk}	(MPa)	1860	1860	1860
Specif./min. breaking load	F _{pk}	(kN)	173	186	183.7
Young's modulus		(GPa)		approx. 195	
Relaxation ³ after 1000 h at 20°C and 0.7 x F _{pk}		(%)		max. 2.5	

1) Characteristic value measured at 0.1% permanent extension

2) Minimum load at 1% extension for low-relaxation strand

3) Valid for relaxation class acc. to prEN 10138-3 or low-relaxation grade acc. to ASTM A 416-06

1.2 - TENDON PROPERTIES 13mm (0.5")

Unit	Strands numbers	Steel area			Breaking load			Corrugated steel duct ³ (recommended)		Corrugated plastic duct VSL PT-PLUS®		Steel pipes ø ext x t
		A _p acc. to prEN		ASTM	Y1860S7 (prEN)		Grade 270 (ASTM)	ø _i / ø _e	e	ø _i / ø _e	e	
		d=12.5 mm A _p =93 mm ²	d=12.9 mm A _p =100 mm ²	d=12.7 mm A _p =100 mm ²	d=12.5 mm A _p =93 mm ²	d=12.9 mm A _p =100 mm ²	d=12.7 mm A _p =98.7 mm ²					
		[mm ²]	[mm ²]	[mm ²]	[kN]	[kN]	[kN]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
5-1	1	93	100	98.7	173	186	183.7	20/25	3	22/25	6	25.0 x 2.0
5-2	2	186	200	197	346	372	367	35/40	8	76/25 ¹	-	31.8 x 2.0/2.5/3.0
5-3	3	279	300	296	519	558	551	35/40	6	76/25 ¹	-	33.7 x 2.0/2.5/3.0
5-4	4	372	400	395	692	744	735	40/45 ¹	7	76/25 ¹	-	42.4 x 2.0/2.5/3.0
5-7	5	465	500	494	865	930	919	45/50	8	58/63	14	60.3 x 2.0/2.5/3.0
	6	558	600	592	1038	1116	1102	45/50	6	58/63	12	
5-7	7	651	700	691	1211	1302	1286	50/57	7	58/63	11	60.3 x 2.0/2.5/3.0
5-12	8	744	800	790	1384	1488	1470	55/62	9	58/63	10	70.0 x 2.0/2.5/3.0
	9	837	900	888	1557	1674	1653	55/62	8	58/63	9	
	10	930	1000	987	1730	1860	1837	60/67	10	58/63	9	
	11	1023	1100	1086	1903	2046	2021	60/67	9	58/63	8	
5-12	12	1116	1200	1184	2076	2232	2204	60/67	8	58/63	7	70.0 x 2.0/2.5/3.0
5-15	13	1209	1300	1283	2249	2418	2388	65/72	9	76/81	14	82.5 x 2.0/2.5/3.0
	14	1302	1400	1382	2422	2604	2572	65/72	8	76/81	13	
5-15	15	1395	1500	1481	2595	2790	2756	70/77	9	76/81	12	82.5 x 2.0/2.5/3.0
5-19	16	1488	1600	1579	2768	2976	2939	70/77	9	76/81	12	88.9 x 2.5/3.0/3.5
	17	1581	1700	1678	2941	3162	3123	75/82	11	76/81	11	
	18	1674	1800	1777	3114	3348	3307	75/82	10	76/81	10	
5-19	19	1767	1900	1875	3287	3534	3490	75/82	9	76/81	9	88.9 x 2.5/3.0/3.5
5-22	20	1860	2000	1974	3460	3720	3674	80/87	10	100/106	20	88.9 x 2.5/3.0/3.5
	21	1953	2100	2073	3633	3906	3858	80/87	9	100/106	19	
5-22	22	2046	2200	2171	3806	4092	4041	80/87	8	100/106	18	88.9 x 2.5/3.0/3.5
5-27	23	2139	2300	2270	3979	4278	4225	85/92	12	100/106	19	101.6 x 3.0/4.0/5.0
	24	2232	2400	2369	4152	4464	4409	85/92	11	100/106	18	
	25	2325	2500	2468	4325	4650	4593	90/97	14	100/106	19	
	26	2418	2600	2566	4498	4836	4776	90/97	13	100/106	18	
5-27	27	2511	2700	2665	4671	5022	4960	95/102	15	100/106	17	101.6 x 3.0/4.0/5.0
5-31	28	2604	2800	2764	4844	5208	5144	95/102	14	100/106	16	108.0 x 3.0/4.0/5.0
	29	2697	2900	2862	5017	5394	5327	95/102	13	100/106	15	
	30	2790	3000	2961	5190	5580	5511	95/102	12	100/106	14	
5-31	31	2883	3100	3060	5363	5766	5695	95/102	11	100/106	13	108.0 x 3.0/4.0/5.0
5-37	32	2976	3200	3158	5536	5952	5878	100/107	13	115/121	20	114.3 x 3.0/4.0/5.0
	33	3069	3300	3257	5709	6138	6062	100/107	12	115/121	19	
	34	3162	3400	3356	5882	6324	6246	100/107	12	115/121	19	
	35	3255	3500	3455	6055	6510	6430	110/117	17	115/121	19	
	36	3348	3600	3553	6228	6696	6613	110/117	17	115/121	19	
5-37	37	3441	3700	3652	6401	6882	6797	110/117	16	115/121	18	114.3 x 3.0/4.0/5.0
5-43	43	3999	4300	4244	7439	7998	7899	120/127	18	130/136	23	127.0 x 3.0/4.0/5.0
5-55	55	5115	5500	5429	9515	10230	10104	130/137	17	130/136	17	139.7 x 3.0/4.0/5.0

1) Flat ducts possible as well

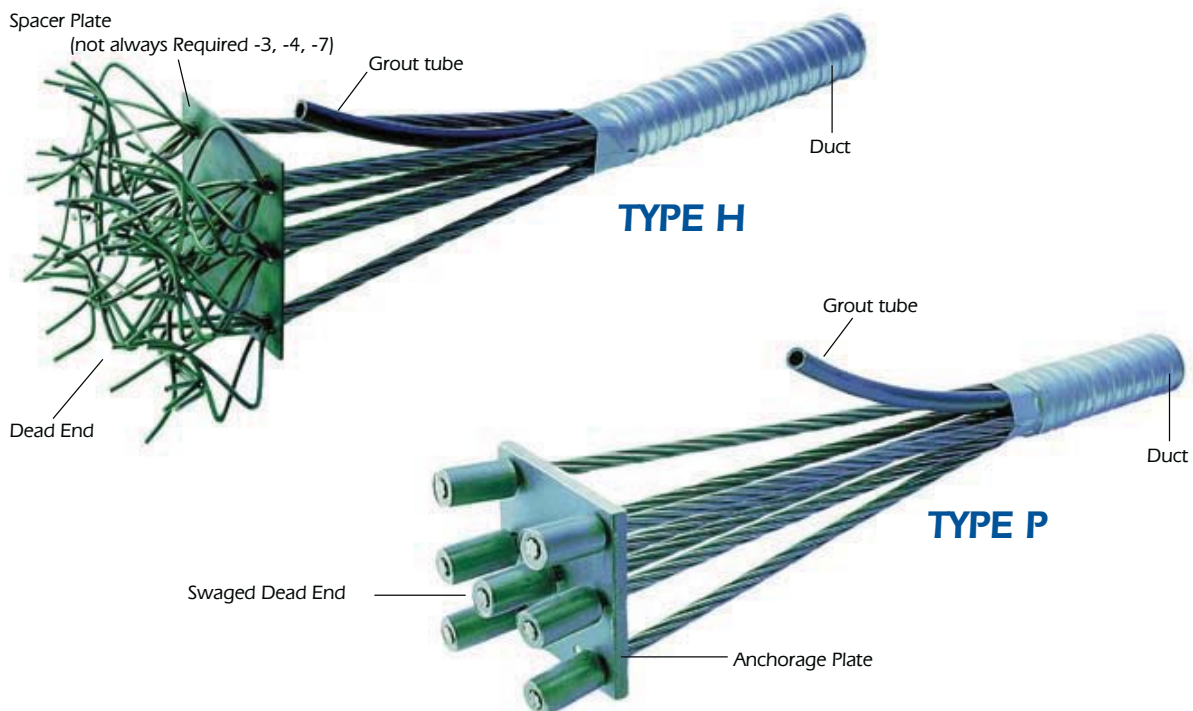
2) Flat duct PT-PLUS® with rectangular slab anchorages, for PT-PLUS® see also under 3.1.3.

3) If flat ducts (steel or PT PLUS®) to be used with square type castings please contact your VSL representative. In plan view, tendons with slab type anchorages must be straight between anchorages or have only unidirectional turns with min. radii of > 6 m. Strands must always be pushed-in prior to concreting. Eccentricity e: negligible

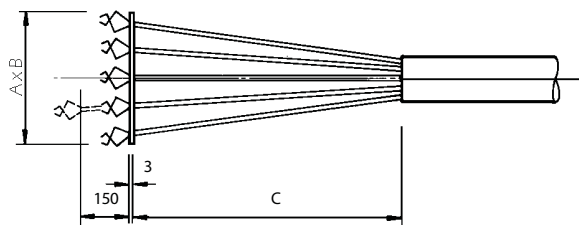
4) Given values may slightly vary depending on local availability of ducts. They are minimal for most applications. For special cases (long tendons, many curvatures, small radii etc.) greater size duct is recommended – please verify with VSL. In any case the filling ratio (cross-section steel / duct) must not exceed 0.5 (EN523).

5) Please check with the nearest VSL office for the complete anchorage list.

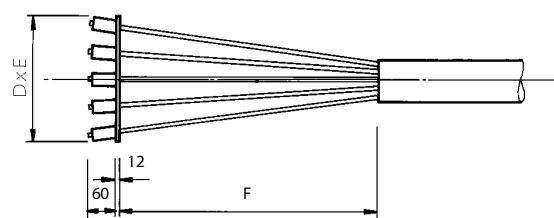
Multistrand Post-Tensioning



VSL DEAD END ANCHORAGE



Dead End Anchorage Type H



Dead End Anchorage Type P

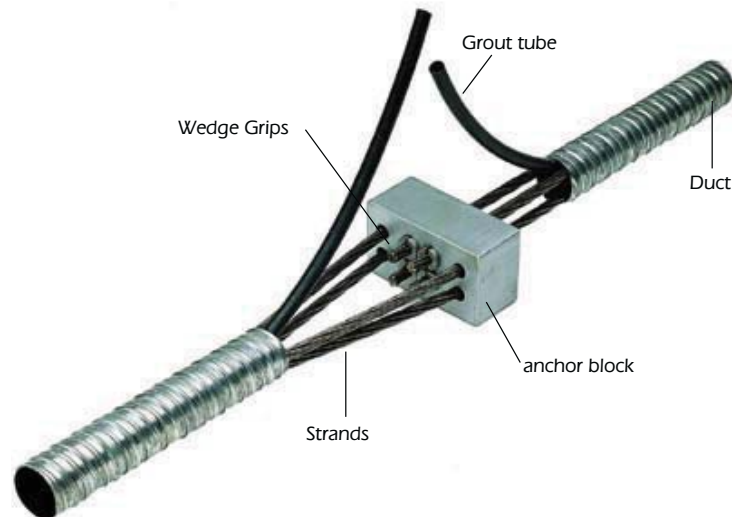
Tendon Type	Strand Type 12.7mm					
	Type 'H'			TYPE 'P'		
	A	B	C	D	E	F
5-4	125	125	600	120	120	150
5-7	175	150	1000	150	150	300
5-12	300	250	1000	200	200	350
5-19	375	300	1000	250	250	450
5-22	400	300	1000	300	250	500
5-27	450	400	1200	300	300	750
5-31	450	425	1200	350	300	750
5-37	525	450	1100	375	350	850
5-42	600	450	1400	375	375	950
5-48	645	450	1200	400	400	1000
5-55	700	500	1700	425	425	1250

Dimensions in mm

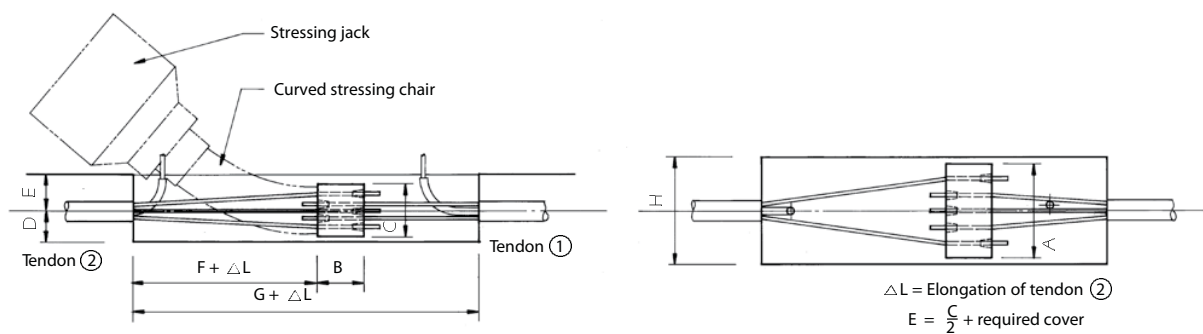
Tendon Type	Strand Type 15.2mm					
	Type 'H'			Type 'P'		
	A	B	C	D	E	F
6-3	150	150	600	150	150	250
6-4	150	150	600	150	150	250
6-7	200	170	1000	200	200	350
6-12	350	300	1000	250	250	450
6-19	450	350	1000	300	300	650
6-22	500	350	1000	300	300	500
6-27	550	450	1400	350	350	950
6-31	550	475	1400	350	350	950
6-37	600	550	1100	400	350	850
6-42	700	550	1700	400	350	1250
6-48	745	550	1200	475	475	1000
6-55	800	600	2000	550	475	1550

Dimensions in mm

Multistrand Post-Tensioning



INTERMEDIATE ANCHORAGE TYPE Z

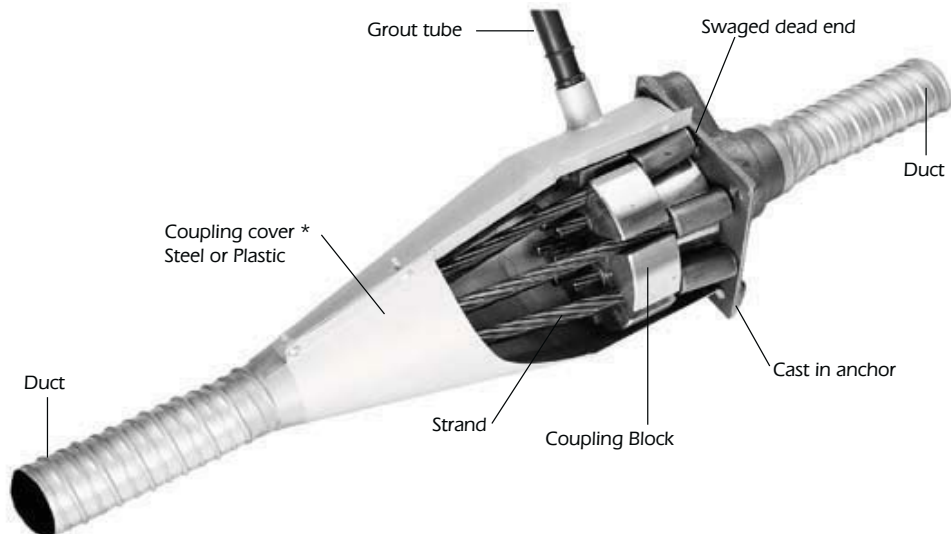


Centre-stressing anchorages are used for ring tendons in circular structures, or for those tendons where the ends cannot be fitted with normal stressing anchorages.

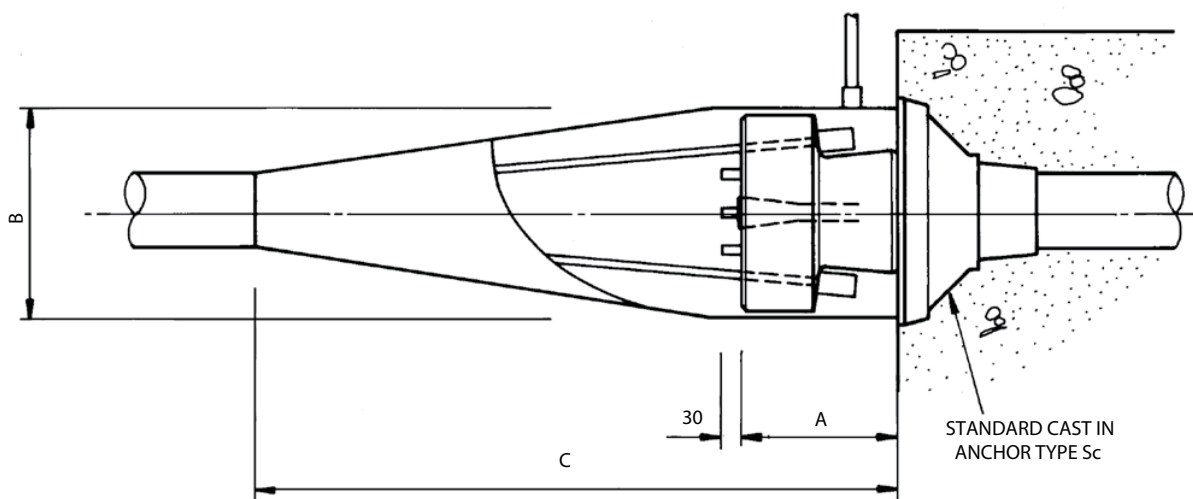
Strand Type	Tendon Type	A	B	C	D	F*	G*	H
Dimensions (mm)								
12.7mm	5-2	130	60	80	60	400	560	170
	5-4	160	70	90	65	500	720	200
	5-6	200	90	130	85	700	990	240
	5-12	280	140	140	90	1000	1490	320
	5-18	320	160	180	110	1300	1910	360
	5-22	350	160	200	120	1450	2110	390
15.2mm	6-2	140	70	90	65	450	620	180
	6-4	170	80	100	70	900	1180	210
	6-6	210	100	140	90	1000	1400	250
	6-12	300	160	160	100	1350	1960	340
	6-18	380	180	200	120	1450	2280	420
	6-22	400	180	250	145	1500	2380	440

Note: 1. * Dependent upon the shape of the concrete surface. The values stated apply for surfaces which are not curved

Multistrand Post-Tensioning



VSL COUPLING ANCHORAGE TYPE C

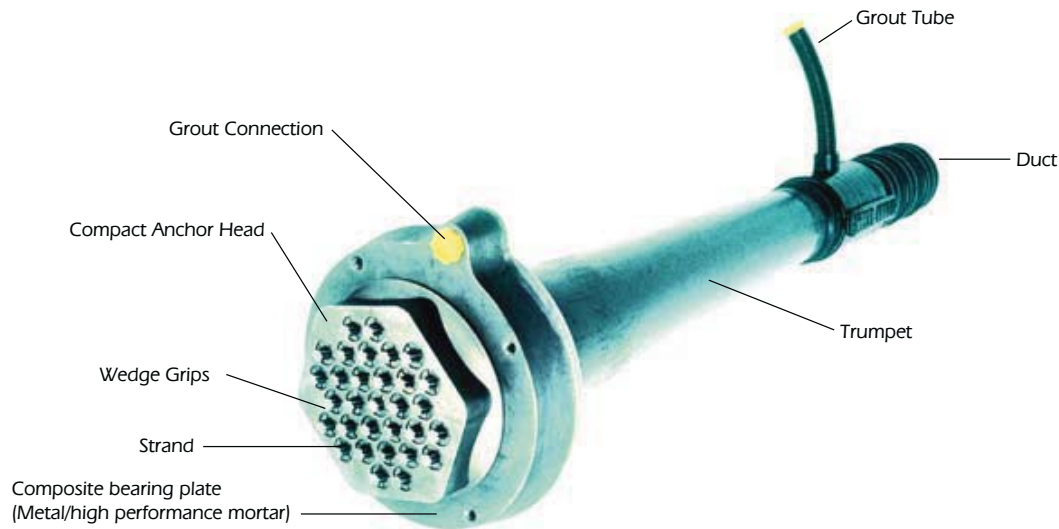


TENDON UNIT	STRAND TYPE 12.7mm		
	A	B	C
Dimensions (mm)			
5-4	108	150	500
5-7	108	170	550
5-12	108	200	650
5-19	108	230	740
5-22	108	250	830
5-27	108	300	1000
5-31	108	340	1140
5-37	148	380	1320
5-42	148	385	1320
5-48	148	410	1370
5-55	168	480	1370

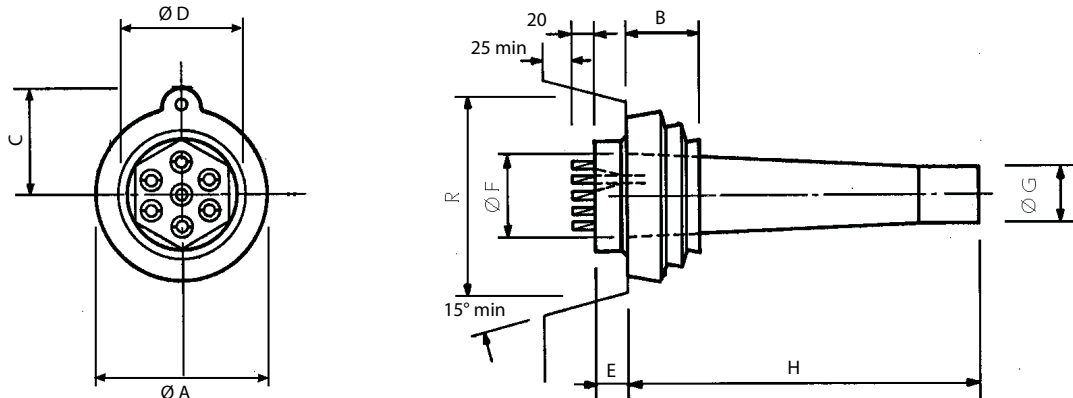
TENDON UNIT	STRAND TYPE 15.2mm		
	A	B	C
Dimensions (mm)			
6-3	125	150	490
6-4	125	160	520
6-7	125	200	630
6-12	125	230	730
6-19	125	270	860
6-22	125	300	930
6-27	135	320	1000
6-31	145	350	1090
6-37	165	410	1390

Note: 1. * In some applications the coupling cover may not be required

Multistrand Post-Tensioning



VSL STRESSING ANCHORAGE TYPE CS LIVE END



Tendon Unit		Dimensions (mm)									
Strand Type 12.7mm	Strand Type 15.2mm	A	B	C	D	E	F Ext. Dia.	G Ext. Dia.	H CS-Std	H CS-Plus CS-Super	R
5-12	6-7	222	60	135	153/143	49	110	80	400	535	320
5-19	6-12	258	80	149	178	49	137	95	500	638	360
	6-19	300	90	170	210	59	156	110	540	660	360
5-31	6-22	320	100	180	229	59/65	174	125	570	740	360
5-43	6-31	390	120	217	279/283	69/75	224	146	880	*	640
5-55	6-37	420	130	233	302	78/82	237	160	850	*	750

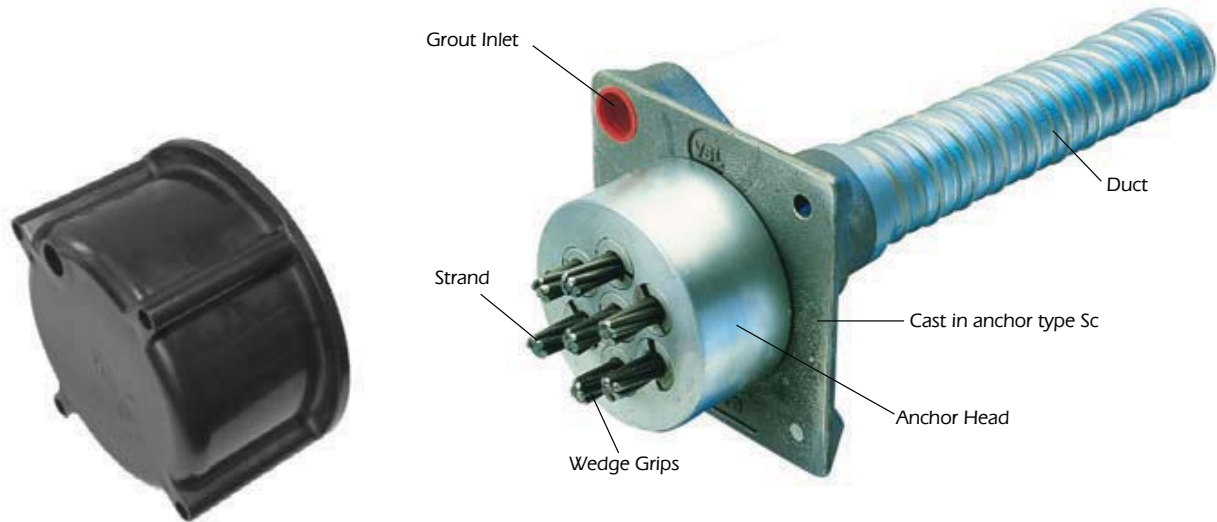
Note: 1. * Please check with your local VSL office for details. The trumpets for the CS-PLUS and CS-SUPER configurations have short, profiled extension for PT-PLUS® duct coupling

TENDON CONFIGURATIONS

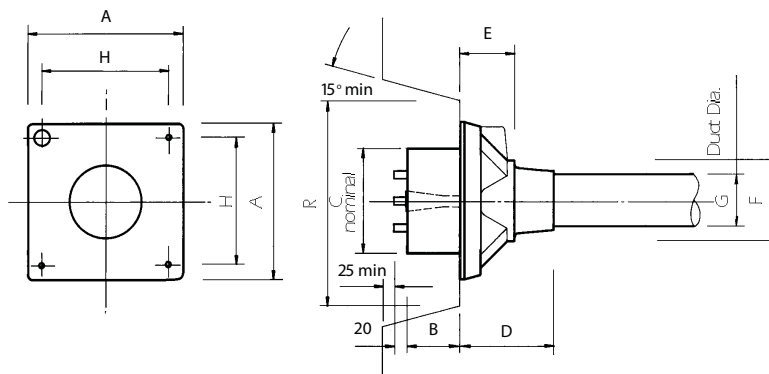
VSL SYSTEM	Anchorage Type		Duct Type		Fully Encapsulated Tendon	Electrically Isolated Tendon
	Conventional	CS	Steel	HD PE PT-PLUS®		
Conventional	•		•			
PT-PLUS®	•			•		
CS-Standard		•	•			
CS-Plus		•		•	•	
CS-Super		•		•		•

The Type CS anchorage is an imported anchorage and should be used for applications requiring high fatigue resistance, high corrosion resistance, reduced anchorage friction and the possibility of electrical isolation. For conventional applications the Type Sc anchorage should be used

Multistrand Post-Tensioning



VSL STRESSING ANCHORAGE TYPE Sc LIVE END

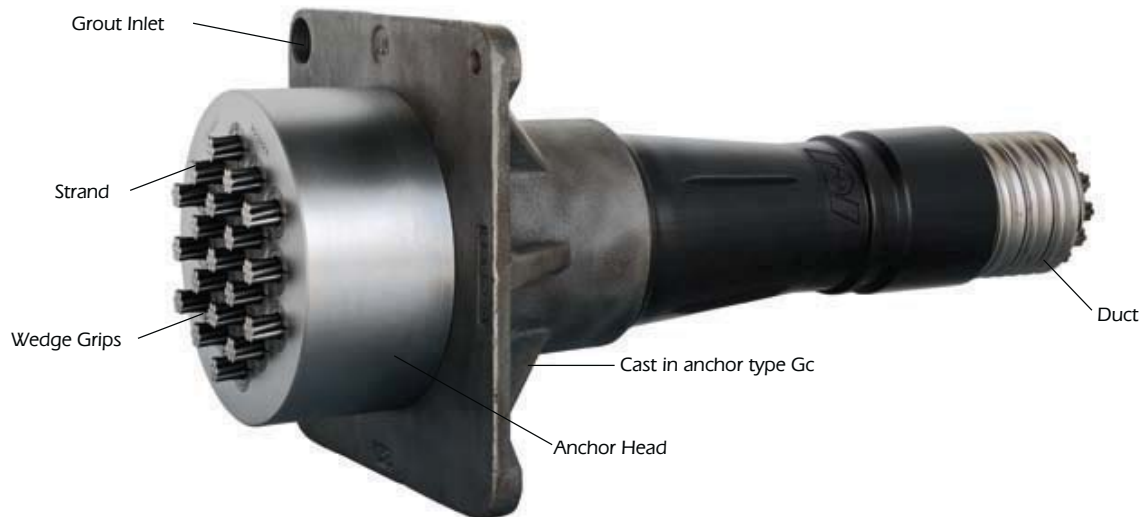


Note: Antiburst reinforcement to Engineers details not shown

	TENDON UNIT	Dimensions (mm)								
		A	B	C	D	E	F	G Int. Dia.	H	R
STRAND TYPE 12.7MM	5-4	135	57	90	100	16	64	40	95	210
	5-7	165	57	120	100	60	85	50	125	275
	5-12	215	54	160	160	84	120	70	151	320
	5-19	270	66	180	210	110	145	85	200	360
	5-22	290	80	200	215	140	153	90	230	360
	5-27	315	92	220	250	160	176	95	250	360
	5-31	315	92	230	250	161	175	105	250	360
	5-37	370	107	250	320	160	200	115	305	650
	5-42	390	112	290	346	168	217	120	325	650
	5-48	430	122	300	340	161	233	130	365	750
	5-55	465	142	320	340	160	250	135	400	750
STRAND TYPE 15.2MM	6-3	135	57	90	100	16	56	40	95	210
	6-4	165	57	120	100	60	85	50	125	270
	6-7	215	67	140	160	85	120	70	150	320
	6-12	270	74	180	210	110	145	85	200	360
	6-19	315	92	220	250	160	175	95	250	360
	6-22	315	102	230	250	160	175	105	250	360
	6-27	370	112	250	320	160	200	115	305	650
	6-31	390	122	270	340	160	217	120	325	650
	6-37	430	142	300	340	160	235	130	365	750
	6-42	465	142	320	340	160	250	135	400	750
	*6-48P	575	147	340	1035	110	269	145	495	900
	*6-55P	600	182	360	1070	120	294	155	520	900

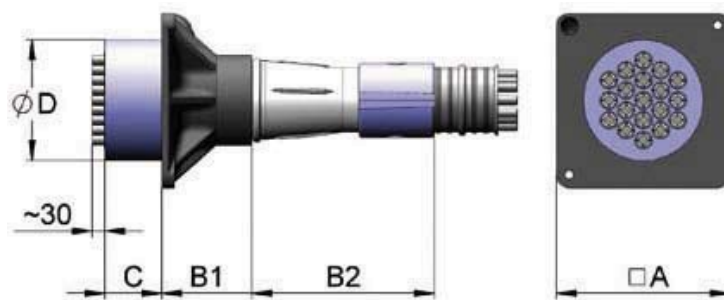
Note: 1. Dimension R does not allow for Lift off force check. Small recesses can be provided for special cases. Please check with your local VSL office for details
 2. * Plate type anchorages (Type P). Also available for other tendon units

Multistrand Post-Tensioning



VSL STRESSING ANCHORAGE TYPE Gc LIVE END

VSL has developed a new anchorage designed to satisfy the increasing expectations of the construction industry. The VSL Gc type anchorage is an evolution optimizing new requirements with well proven materials while maximizing cost effectiveness.



Tendon Unit	Dimensions (mm)				
	A	B1	B2	C	D
6-3	130	120	-*	50	95
6-4	140	120	-*	55	110
6-7	180	135	-*	60	135
6-12	230	220	-*	75	170
6-19	290	150	300	95	200
6-22	325	150	490	100	220
6-27	350	170	450	110	240
6-31	375	170	410	120	260
6-37	410	170	600	135	280

Subject to modification

Note: 1. * These castings have no trumpet

2. Max. prestressing force may be applied when concrete reaches 80% of its nominal strength

3. Max. prestressing force is 75% of min. tendon breaking load (temporary overstressing to 80%)

4. Where PT-PLUS® plastic ducts are used the trumpets for the GC have short, profiled extensions for PT-Plus® coupling



CTT 561A-24 HD23

FLAT TOP TOWER CRANE



Specifications:

- ▶ Max jib length: 275.6 ft
- ▶ Capacity at max length: 4,630 lbs
- ▶ Max capacity: 52,911 lbs

WORKS FOR YOU.™



KEY

Zeichenerklärung · Légende · Leyenda · Legenda



Hoisting · Heben · Levage · Elevación · Sollevamento



Trolleying · Katzfahren · Distribution · Distribución · Traslazione carrello



Slewing · Schwenken · Orientation · Orientació · Rotazione



Travelling · Schienenfahren · Translation · Traslación · Traslazione



Directive on noise level · Richtlinie für den Schall-Leistungspegel · Directive sur le niveau acoustique · Directiva sobre el nivel acustico · Direttiva sul livello acustico



Consult us · Auf Anfrage · Nous consulter · Consultarnos · Consultateci



Power requirements · Geforderte Stromstärke · Puissance totale nécessaire · Potencia necesaria · Potenza totale richiesta



Power supply · Stromversorgung · Alimentation · Alimentación · Alimentazione



In service · In Betrieb · En service · En servicio · In servizio



Out of service · Außer Betrieb · Hors service · Fuera de servicio · Fuori servizio



Max. under hook height · Höchste Hakenhöhe · Hauteur maxi. sous crochet · Maxima altura bajo gancho · Altezza max. sotto gancio



Without load, without ballast, max. jib and max. height · Ohne Last und Ballast, mit Maximalausleger und Maximalhöhe · A vide, sans lest, avec flèche et hauteur maximum · Sin carga, sin lastre, con pluma y altura máxima · A vuoto, senza zavorra, braccio max., altezza max.



Counterweight · Gegengewicht · Lest de contre-flèche · Lastre de contra flecha · Zavorra controbraccio

C25

FEM 1004 Out of service wind condition · FEM 1004 Windverhältnisse im Außerbetriebszustand · FEM 1004 Conditions de vent hors service · FEM 1004 Condiciones de viento fuera de servicio · FEM 1004 Condizioni del vento in fuori servizio



TEREX®



FEM



CONTENTS

CTT 561A-24 HD23

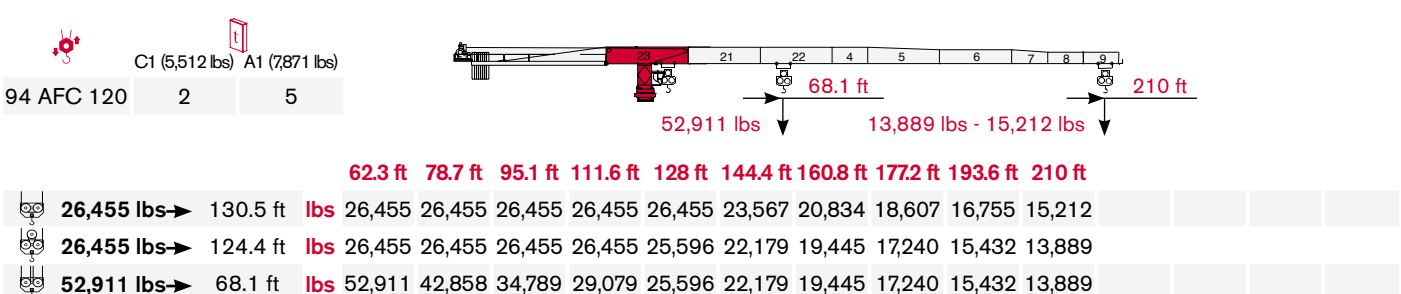
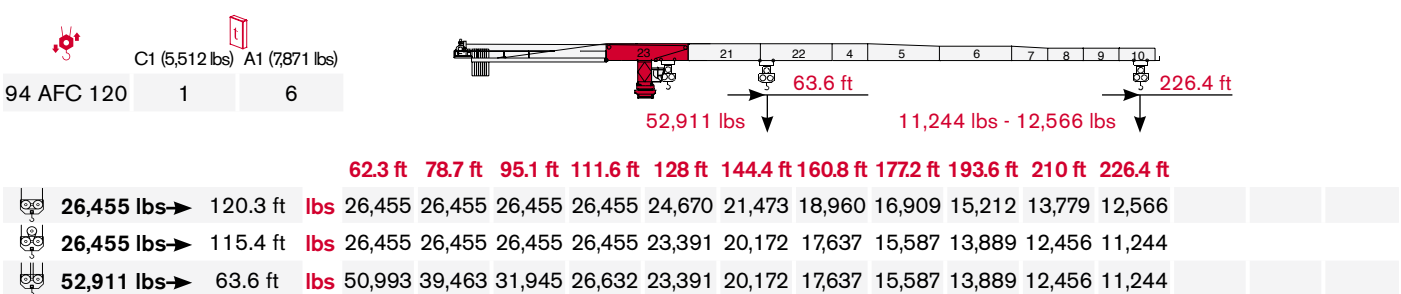
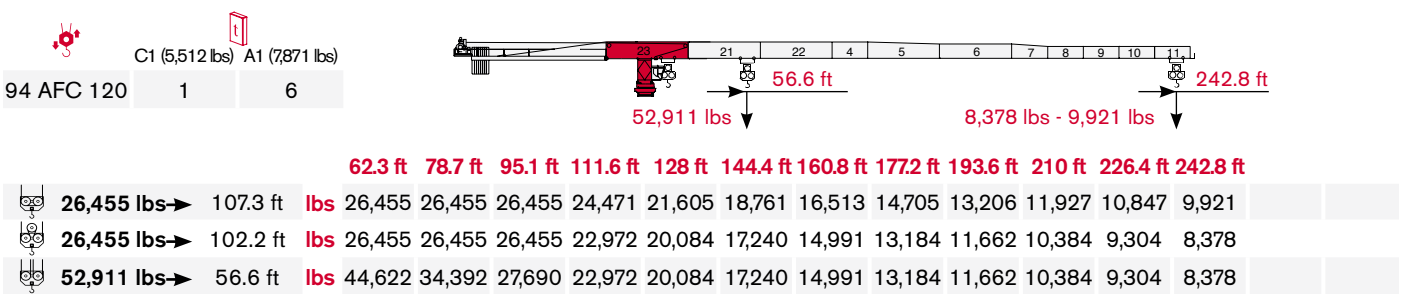
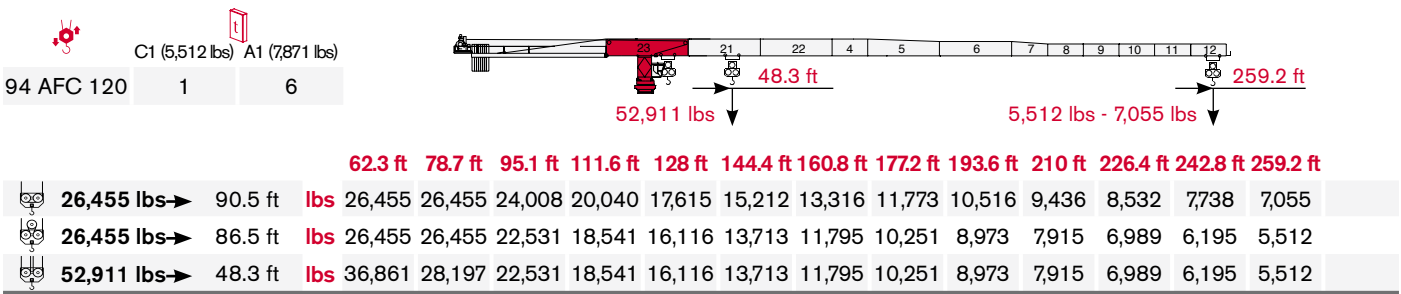
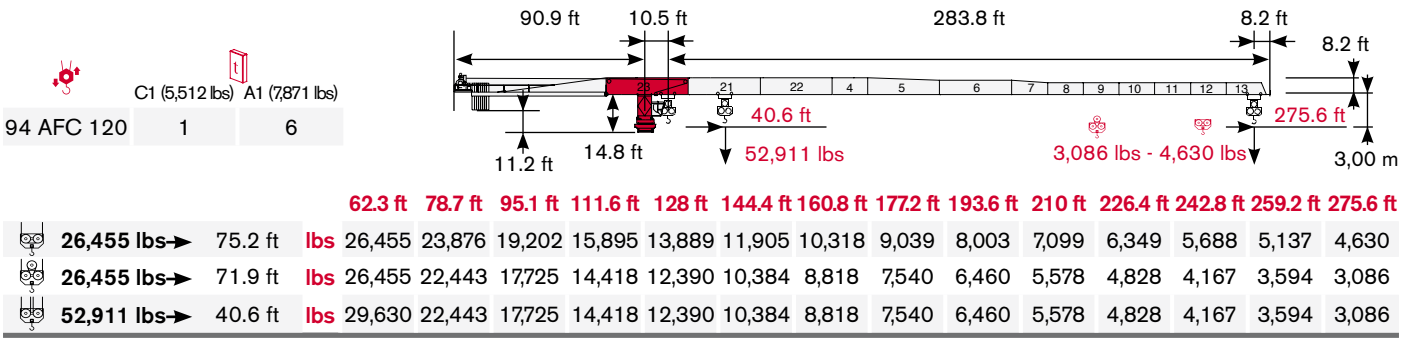
Inhalt • Contenu • Contenido • Indice

Page • Seite • Page • Pàgina • Pagina:

Load Diagram • Lastkurven • Courbes de charges • Curvas de cargas • Diagramma di portata	4
Tower • Turm • Tour • Torre • Torre	6
Other configurations • Aufstellmöglichkeiten • Autres Implantations	
Otras Implantaciones • Altre Installazioni	8
Mechanisms • Antriebe • Mécanismes • Mecanismos • Meccanismi	9
Transportation • Transport • Transportation • Transportation • Trasporto	11

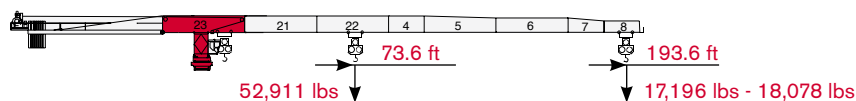
LOAD DIAGRAM

Lastkurven · Courbes de charges · Curvas de cargas · Diagramma di portata




CTT 561A-24 HD23

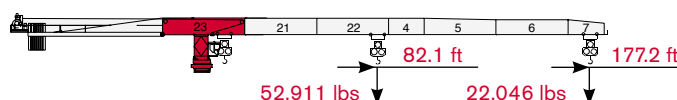
 C1 (5,512 lbs) A1 (7,871 lbs)
94 AFC 120 4 3



62.3 ft 78.7 ft 95.1 ft 111.6 ft 128 ft 144.4 ft 160.8 ft 177.2 ft 193.6 ft


	26,455 lbs→	139 ft	lbs	26,455	26,455	26,455	26,455	26,455	25,353	22,421	20,040	18,078						
	26,455 lbs→	135.1 ft	lbs	26,455	26,455	26,455	26,455	26,455	24,493	21,539	19,158	17,196						
	52,911 lbs→	73.6 ft	lbs	52,911	46,848	38,118	31,945	28,197	24,493	21,539	19,158	17,196						

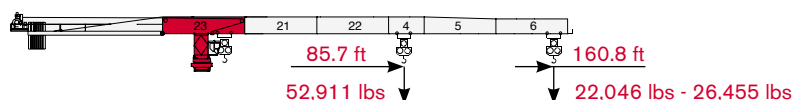
 C1 (5,512 lbs) A1 (7,871 lbs)
94 AFC 120 0 6



62.3 ft 78.7 ft 95.1 ft 111.6 ft 128 ft 144.4 ft 160.8 ft 177.2 ft


	26,455 lbs→	156.2 ft	lbs	26,455	26,455	26,455	26,455	26,455	26,455	25,596	22,928							
	26,455 lbs→	151.5 ft	lbs	26,455	26,455	26,455	26,455	26,455	26,455	24,714	22,046							
	52,911 lbs→	82.1 ft	lbs	52,911	52,911	43,211	36,332	32,121	27,977	24,714	22,046							

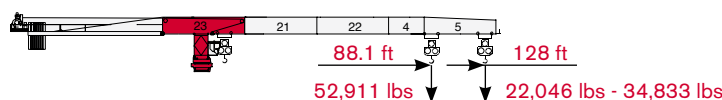
 C1 (5,512 lbs) A1 (7,871 lbs)
94 AFC 120 2 4



62.3 ft 78.7 ft 95.1 ft 111.6 ft 128 ft 144.4 ft 160.8 ft

	26,455 lbs→	158.4 ft	lbs	26,455	26,455	26,455	26,455	26,455	26,455	26,015								
	52,911 lbs→	85.7 ft	lbs	52,911	52,911	45,371	38,184	33,775	29,454	26,015								

 C1 (5,512 lbs) A1 (7,871 lbs)
94 AFC 120 2 3



62.3 ft 78.7 ft 95.1 ft 111.6 ft 128 ft


	26,455 lbs→	128 ft	lbs	26,455	26,455	26,455	26,455	26,455										
	52,911 lbs→	88.1 ft	lbs	52,911	52,911	46,738	39,353	34,833										

TOWER


Turn • Tour • Torre • Torre

Standard Configurations • Standardkonfiguration •
Standard Implantations • Implantaciones Standard • Installazioni Standard

Tower: HD23 & Basement: R1

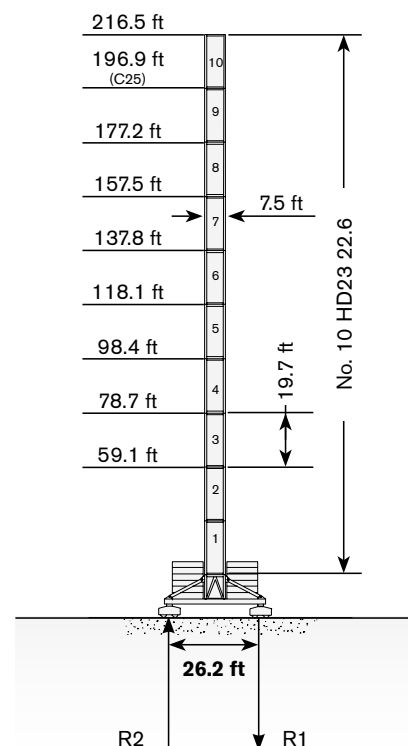
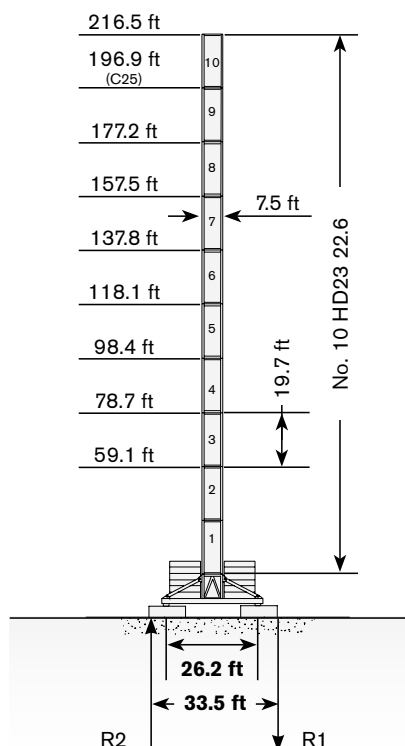
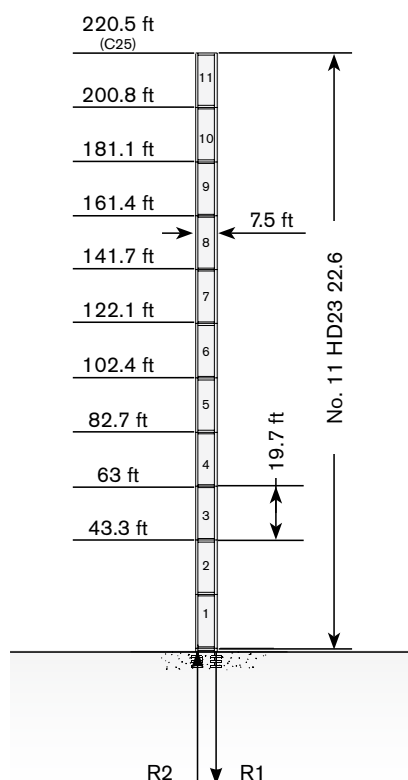
	●	◊
R1	-3600 kN	-3779 kN
R2	2773 kN	3080 kN
	1146 kN	

Tower: HD23 & Basement: FP1

	●	◊
R1	-1557 kN	-1574 kN
R2	0 kN	0 kN
	1625 kN	

Tower: HD23 & Basement: T1

	●	◊
R1	-1808 kN	-1317 kN
R2	0 kN	0 kN
	1296 kN	



Max. under hook height • Höchste Hakenhöhe • Hauteur maxi. sous crochet • Maxima altura bajo gancho • Altezza max. sotto gancio

Different heights and tower combinations are available; please consult us • Andere Höhen und Turmkombinationen auf Anfrage • Différentes hauteurs et combinaisons de tour sont disponibles; nous consulter • Hay diferentes alturas y combinaciones de torre disponibles. Consúltelos • Altezze diverse e combinazioni di torre sono disponibili; consultateci



TEREX®



TOWER

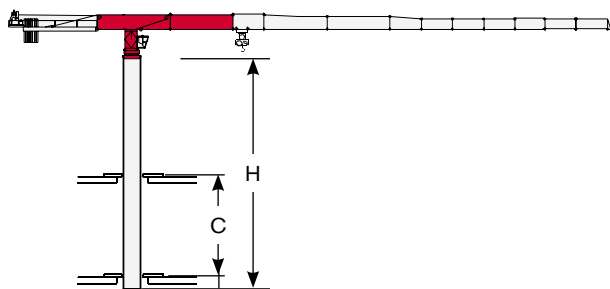
Turn • Tour • Torre • Torre

Other configurations • Aufstellmöglichkeiten •

Autres Implantations • Otras Implantaciones • Altre Installazioni

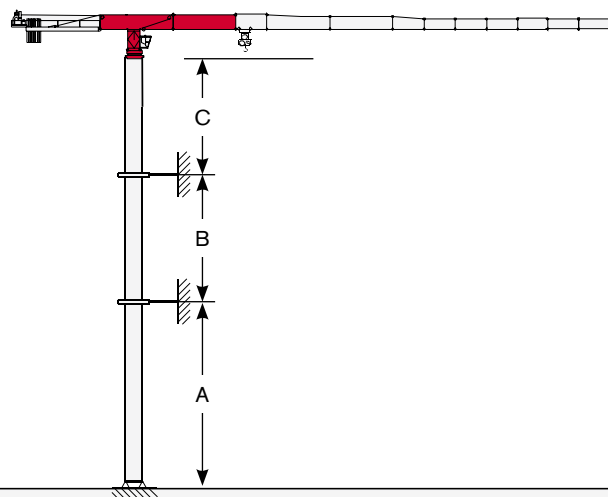
Bottom climbing crane • Kletterkran im Gebäude • Télescopage sur dalles • Telescopage grúa trepadora • Gru climbing

Crane tied to the structure • Geankerter Kran • Grue ancrée • Grúa anclada • Gru ancorata



Tower: HD23-22

C min	H max
39.4 ft	118.1 ft
45.9 ft	137.8 ft
52.5 ft	157.5 ft



Tower: HD23 & Basement: R1

	min	max
A	118.1 ft	196.9 ft
B	78.7 ft	137.8 ft
C	137.8 ft	

Tower: HD23 & Basement: R2

	min	max
A	118.1 ft	236.2 ft
B	78.7 ft	137.8 ft
C	137.8 ft	



TEREX®







MECHANISMS

CTT 561A-24 HD23

Antriebe · Mécanismes · Mecanismos · Meccanismi




Power supply · Stromversorgung ·

Alimentation · Suministro eléctrico · Alimentazione

				
	94 AFC 120 D2	196 kVA*	400V - 50Hz / 460V - 60Hz	2000/14/CE modificata

* Crane without travelling equipment – Three movements simultaneous at 90% · Krane ohne Schienenfahren – Drei gleichzeitige Bewegungen mit 90% · Grue sans translation – Trois mouvements simultanés à 90% · Grúa sin traslación – Tres movimientos contemporáneos hechos al 90% · Gru senza traslazione – Tre movimenti contemporanei al 90%

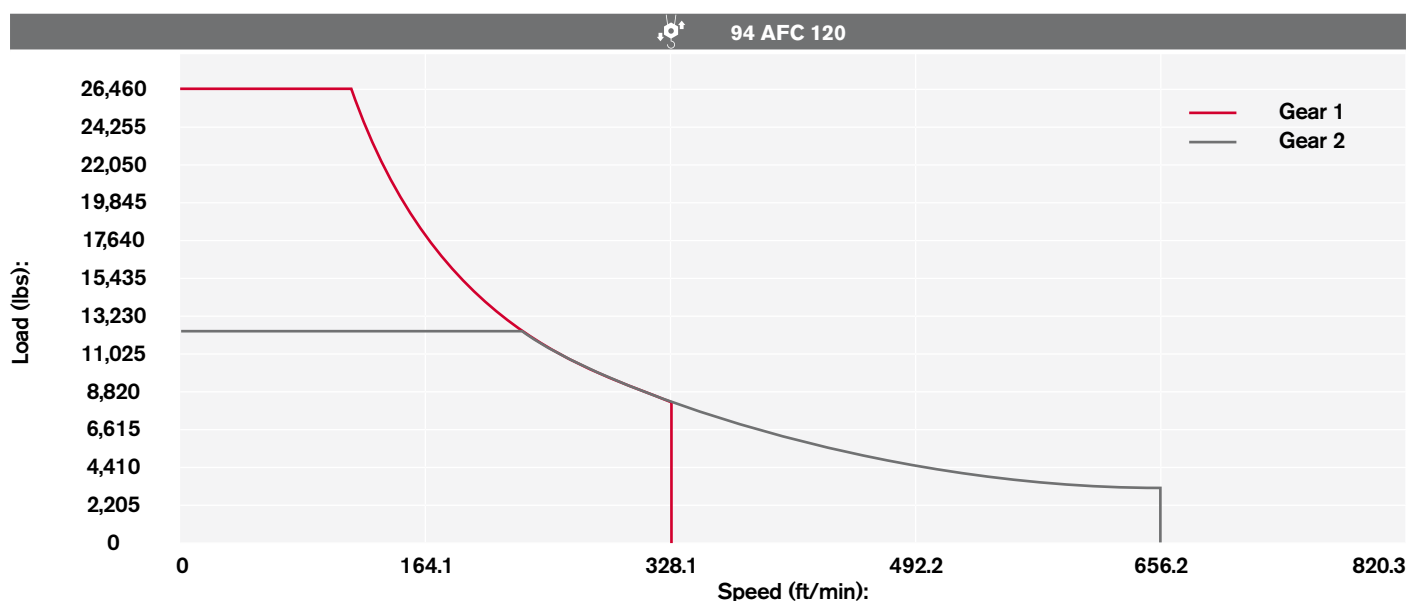
Hoisting · Heben · Levage · Elevación · Sollevamento

			lbs	ft/min		kW	
	94 AFC 120 D2 (Vector 2)		26,455	0 ➔ 114.8	1°	94	2,362.3 ft
			7,937	0 ➔ 328.1			
			12,346	0 ➔ 226.4	2°		
			3,086	0 ➔ 656.2			
			26,455	0 ➔ 55.8	1°		
			15,873	0 ➔ 164.1			
			24,692	0 ➔ 114.8	2°		
			6,173	0 ➔ 328.1			






MECHANISMS

Antriebe · Mécanismes · Mecanismos · Meccanismi

Hoisting Speed · Heben Geschwindigkeit · Vitesse de Levage ·
Velocidad de Elevación · Velocità' di Sollevamento



Additional Specifications · Weitere Leistungsdaten ·
Spécifications additionnelles · Otras prestaciones · Altre movimentazioni

	DVF 5 11	0 → 328.1 ft/min	11 kW
	SSR 4 4 80	0.73 r.p.m.	4 x 59 ft·lb
	TVF 2RG 4M9 D1	0 → 78.7 ft/min	4 x 9 kw
	TSR 2RG 4M8	39.4 → 78.7 ft/min (50 Hz) 45.9 → 91.9 ft/min (60 Hz)	4 x 59 ft·lb
	TSR 4RG 4M8	39.4 → 78.7 ft/min (50 Hz) 45.9 → 91.9 ft/min (60 Hz)	4 x 59 ft·lb



Tower height max.

		T1	T6
	TVF 2RG 4M9 D1	157.5 ft	157.5 ft
	TSR 2RG 4M8	157.5 ft	157.5 ft
	TSR 4RG 4M8	> 157.5 ft	> 157.5 ft



TEREX®





TRANSPORTATION

CTT 561A-24 HD23

Transport · Transport · Conducción · Trasporto

Packing list

CTT 561A -24 HD23	DESCRIPTION · BESCHREIBUNG · DESCRIPTION · DESCRIPCIÓN · DESCRIZIONE	LENGTH · LÄNGE · LONGUEUR · LONGITUD · LUNGHEZZA	WIDTH · BREITE · LARGEUR · ANCHURA · LARGHEZZA	HEIGHT · HÖHE · HAUTEUR · ALTURA · ALTEZZA	QUANTITY · MENGE · QUANTITÉ · CANTIDAD · QUANTITÀ	WEIGHT · GEWICHT · POIDS · PESO · PESO
	8x8 m UNDERCARRIAGE STRUT MOUNTING TOWER SECTION	9.5 ft	9.5 ft	9.5 ft	1	20,176 lbs
	8x8 m UNDERCARRIAGE STRUT	14.1 ft	1 ft	7.4 ft	4	4,013 lbs
	8x8 m UNDERCARRIAGE INTERNAL BEAM	13.1 ft	0.5 ft	1.1 ft	4	463 lbs
	8x8 m UNDERCARRIAGE EXTERNAL BEAM	19.6 ft	1 ft	1.1 ft	4	1,380 lbs
	10x10 m UNDERCARRIAGE STRUT MOUNTING TOWER SECTION	9.8 ft	9.8 ft	10.2 ft	1	23,042 lbs
	10x10 m LEFT + RIGHT UNDERCARRIAGE STRUT	18.7 ft	8.5 ft	2.3 ft	2 left + 2 right	8,434 lbs
	CROSSBEAM FOR TRAVELLING 10x10 m UNDERCARRIAGE	23 ft	7.2 ft	1.3 ft	2	4,476 lbs
	10x10 m UNDERCARRIAGE ELECTRICAL BOX SUPPORT PLATFORM FOR TVF 4RT 4M9 TRAVELLING DRIVE UNIT	18.7 ft	7.2 ft	7.9 ft	1	2,867 lbs
	10x10 m UNDERCARRIAGE ELECTRICAL BOX SUPPORT PLATFORM FOR TSR 4RG 4M8 TRAVELLING DRIVE UNIT	18.4 ft	6.9 ft	12.1 ft	1	1,422 lbs
	TOWER SECTION HD23 26.6	19.7 ft	8 ft	7.6 ft	1	14,273 lbs*
	TOWER SECTION HD23 22.6	19.7 ft	7.5 ft	7.5 ft	1	10,635 lbs*
	TOWER SECTION HD23 22.3	9.8 ft	7.5 ft	7.5 ft	1	5,623 lbs*
	SLEWING UNIT	9.7 ft	7.6 ft	7.3 ft	1	25,358 lbs

* inclusive of ladders, platforms and assembly equipment

** inclusive of tie-bars and safety rails

*** inclusive of trolley winch and accessories



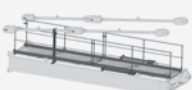
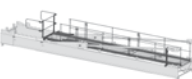









**** ballast plates not included

WORKS FOR YOU.™



TRANSPORTATION

Transport • Transport • Conducción • Trasporto

CTT 561A -24 HD23	DESCRIPTION · BESCHREIBUNG · DESCRIPTION · DESCRIPCIÓN · DESCRIZIONE	LENGTH · LÄNGE · LONGUEUR · LONGITUD · LUNGHEZZA	WIDTH · BREITE · LARGEUR · ANCHURA · LARGHEZZA	HEIGHT · HÖHE · HAUTEUR · ALTURA · ALTEZZA	QUANTITY · MENGE · QUANTITÉ · CANTIDAD · QUANTITÀ	WEIGHT · GEWICHT · POIDS · PESO · PESO
	CAB SUPPORT PLATFORM	18.2 ft	6.1 ft	8.8 ft	1	4,410 lbs
	CAB TOWER SECTION	6.2 ft	8.2 ft	10.6 ft	1	6,725 lbs
	COUNTERJIB "1C"	23.5 ft	6.5 ft	2.8 ft	1	8,710 lbs**
	COUNTERJIB "3C"	38.3 ft	7.3 ft	3.6 ft	1	12,789 lbs**
	JIB SECTION-23 23TT19 23.12	39.4 ft	8.3 ft	8.3 ft	1	24,255 lbs***
	JIB TROLLEY 20-24 t	7.8 ft	7.5 ft	4.8 ft	1	1,687 lbs
	JIB SECTION-21 21TT19 23.10	33.8 ft	6.1 ft	8.3 ft	1	10,805 lbs
	JIB SECTION-22 22TT19 23.10	33.9 ft	6.1 ft	8.2 ft	1	8,820 lbs
	JIB SECTION-04 TT19 23.05	16.4 ft	6.1 ft	8.2 ft	1	3,969 lbs
	JIB SECTION-05 TT19 23.10	32.8 ft	6.1 ft	8.2 ft	1	5,954 lbs
	JIB SECTION-06 TT19 20.10	33.8 ft	6.1 ft	7.2 ft	1	4,256 lbs
	JIB SECTION-07 TT1920.05	17.3 ft	6.1 ft	7.2 ft	1	1,985 lbs
	JIB SECTION-08 TT1917.05	17.2 ft	6.1 ft	6.1 ft	1	1,720 lbs

* inclusive of ladders, platforms and assembly equipment

** inclusive of tie-bars and safety rails

*** inclusive of trolley winch and accessories

**** ballast plates not included



TEREX®



CTT 561A-24 HD23

CTT 561A -24 HD23	DESCRIPTION · BESCHREIBUNG · DESCRIPTION · DESCRIPCIÓN · DESCRIZIONE	LENGTH · LÄNGE · LONGUEUR · LONGITUD · LUNGHEZZA	WIDTH · BREITE · LARGEUR · ANCHURA · LARGHEZZA	HEIGHT · HÖHE · HAUTEUR · ALTURA · ALTEZZA	QUANTITY · MENGE · QUANTITÉ · CANTIDAD · QUANTITÀ	WEIGHT · GEWICHT · POIDS · PESO · PESO
	JIB SECTION-09 TT1917.05	17.1 ft	6.1 ft	6.1 ft	1	2,073 lbs
	JIB SECTION-10 TT1917.05	17 ft	6.1 ft	6.1 ft	1	1,147 lbs
	JIB SECTION-11 TT1917.05	16.9 ft	6.1 ft	6.1 ft	1	997 lbs
	JIB SECTION-12 TT1917.05	16.9 ft	6.1 ft	5.8 ft	1	838 lbs
	JIB SECTION-13 TT1917.05	16.9 ft	6.1 ft	5.8 ft	1	717 lbs
	JIB POINT 20/24 t	7 ft	3.9 ft	5.3 ft	1	595 lbs
	4-PART LINE HOIST BLOCK 20-24 t	5.2 ft	2 ft	5.4 ft	1	1,863 lbs****
	HOIST WINCH 94 AFC 120 D2 (VECTOR 2) (without rope)	15 ft	8.4 ft	8.2 ft	1	15,545 lbs

NOTES

Notizen · Note · Apunte · Appunti



TEREX®



This image shows a single sheet of white paper with horizontal ruling lines. The lines are evenly spaced and run across the width of the page. There are no margins, text, or other markings on the paper.

www.terexcranes.com

Effective Date: June 2010.

Product specifications and prices are subject to change without notice or obligation. The photographs and/or drawings in this document are for illustrative purposes only. Refer to the appropriate Operator's Manual for instructions on the proper use of this equipment. Failure to follow the appropriate Operator's Manual when using our equipment or to otherwise act irresponsibly may result in serious injury or death. The only warranty applicable to our equipment is the standard written warranty applicable to the particular product and sale and Terex makes no other warranty, express or implied. Products and services listed may be trademarks, service marks or trade-names of Terex Corporation and/or its subsidiaries in the USA and other countries. All rights are reserved. Terex® is a registered trademark of Terex Corporation in the USA and many other countries.

Gültig ab: Juni 2010.

Produktbeschreibungen und Preise können jederzeit und ohne Verpflichtung zur Ankündigung geändert werden. Die in diesem Dokument enthaltenen Fotos und/oder Zeichnungen dienen rein anschaulichen Zwecken. Anweisungen zur ordnungsgemäßen Verwendung dieser Ausrüstung entnehmen Sie bitte dem zugehörigen Betriebshandbuch. Nichtbefolgung des Betriebshandbuchs bei der Verwendung unserer Produkte oder anderweitig fahrlässiges Verhalten kann zu schwerwiegenden Verletzungen oder Tod führen. Für dieses Produkt wird ausschließlich die entsprechende, schriftlich niedergelegte Standardgarantie gewährt. Terex leistet keinerlei darüber hinaus gehende Garantie, weder ausdrücklich noch stillschweigend. Die Bezeichnungen der aufgeführten Produkte und Leistungen sind gegebenenfalls Marken, Servicemarken oder Handelsnamen der Terex Corporation und/oder ihrer Tochtergesellschaften in den USA und anderen Ländern. Alle Rechte vorbehalten. „TEREX“ ist eine eingetragene Marke der Terex Corporation in den USA und vielen anderen Ländern.

Date d'effet : Juin 2010.

Les spécifications et prix des produits sont sujets à modification sans avis ou obligation. Les photographies et/ou dessins contenus dans ce document sont uniquement pour illustration. Veuillez vous référer à la notice d'utilisation appropriée pour les instructions quant à l'utilisation correcte de cet équipement. Tout manquement au suivi de la notice d'utilisation appropriée lors de l'utilisation de notre équipement ou tout acte autrement irresponsable peut résulter en blessure corporelle sérieuse ou mortelle. La seule garantie applicable à notre équipement est la garantie standard écrite applicable à un produit et à une vente spécifique. Terex n'offre aucune autre garantie, expresse ou explicite. Les produits et services proposés peuvent être des marques de fabrique, des marques de service ou des appellations commerciales de Terex Corporation et/ou ses filiales aux Etats Unis et dans les autres pays, et tous les droits sont réservés. «TEREX» est une marque déposée de Terex Corporation aux Etats Unis et dans de nombreux autres pays.

Fecha efectiva: Junio 2010.

Los precios y las especificaciones de productos pueden sufrir cambios sin aviso previo u obligación. Las fotografías o dibujos de este documento tienen un fin meramente ilustrativo. Consulte el manual de instrucciones del operador correspondiente para más información sobre el uso correcto de este equipo. El hecho de no respetar el manual del operador correspondiente al utilizar el equipo o actuar de forma irresponsable puede suponer lesiones graves o fatales. La única garantía aplicable a nuestro equipo es la garantía escrita estándar correspondiente a cada producto y venta, y TEREX no amplía dicha garantía de forma expresa o implícita. Los productos y servicios mencionados pueden ser marcas registradas, marcas de servicio o nombres de marca de TEREX Corporation o de sus filiales en Estados Unidos de América y otros países, y se reservan todos los derechos. „TEREX“ es una marca comercial registrada de Terex Corporation en Estados Unidos de América y muchos otros países.

Data di inizio validità: Giugno 2010.

Ci riserviamo il diritto di modificare le specifiche e i prezzi dei prodotti in ogni momento e senza preavviso. Le fotografie e/o i disegni contenuti in questo documento sono destinati unicamente a scopi illustrativi. Consultare le istruzioni sull'uso corretto di questo macchinario, contenute nell'opportuno Manuale dell'operatore. L'inottemperanza delle istruzioni contenute nel Manuale dell'operatore del macchinario e altri comportamenti irresponsabili possono provocare gravi lesioni, anche mortali. L'unica garanzia applicabile ai nostri macchinari è la garanzia scritta standard applicabile al particolare prodotto e alla particolare vendita; Terex è esonerata dal fornire qualsiasi altra garanzia, esplicita o implicita. I prodotti e servizi elencati possono essere dei marchi di fabbrica, marchi di servizio o nomi commerciali di TEREX Corporation e/o società affiliate negli Stati Uniti d'America e altre nazioni e tutti i diritti sono riservati. „TEREX“ è un marchio registrato di Terex Corporation negli USA e molti altri Paesi.

Copyright 2010 Terex Corporation

Terex Cranes, Global Marketing, Dinglerstraße 24, 66482 Zweibrücken, Germany
Tel. +49 (0) 6332 830, Email: info.cranes@terex.com, www.terexcranes.com

Brochure Reference: TC-DS-IMP-E/F/G/I/S-CTT561A-24 HD23-06/10



WORKS FOR YOU.™

PC PILES

DESCRIPTION

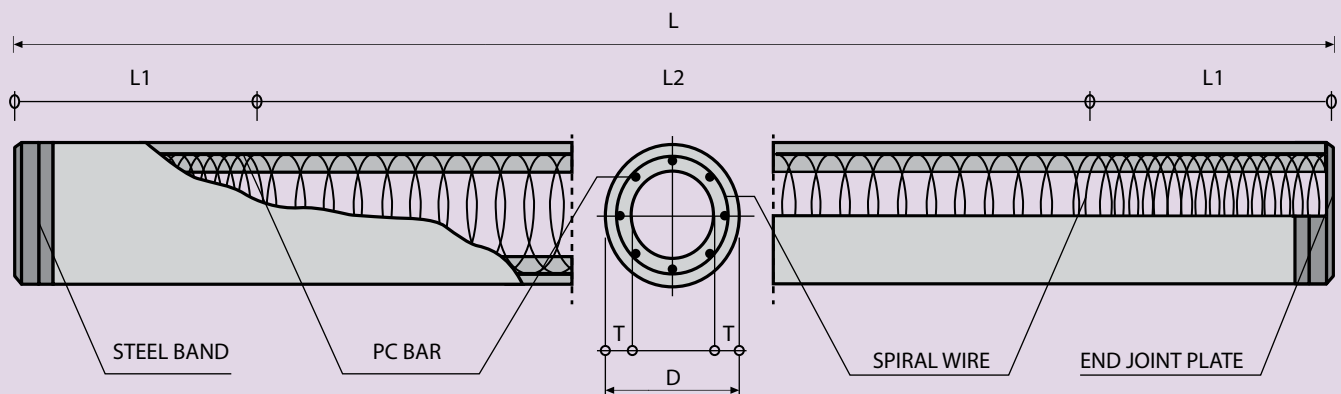
Type of Piles	Prestressed Concrete Square Piles Prestressed Concrete Spun Piles Prestressed Concrete Spun Square Piles Prestressed Concrete Triangular Piles
System of Joints	Welded at steel joint plate
Type of Shoe	Concrete Pencil Shoe (Standard) for PC Spun Piles, Spun Square Pile & Square Piles Mamira Shoe (Special Order) for PC Spun Pile
Method of Driving	Dynamic Pile Driving : Diesel Hammer and Hydraulic Hammer Static Pile Driving : Hydraulic Static Pile Driver (Jacking Pile)

DESIGN & MANUFACTURING REFERENCE

Design	ACI 543R - 00 SNI 03 - 2847 - 2002	Design, Manufactured and Installation of Concrete Piles Indonesian Standard Code for Concrete
Manufacturing	WB - PRD - PS - 16	Production Manufacturing Procedure

SPUN PILE WITH TEKCON TECHNOLOGIES, WIKAL CLT STANDARD

UPPER / MIDDLE PILE (DOUBLE JOINT)



Outer Diameter of Piles D (mm)	Wall Thickness T (mm)	Spiral Wire Diameter (mm)	Pitch		Length of Pitch	
			Zone L1 (mm)	Zone L2 (mm)	L1 (mm)	L2 (mm)
300	60	3.2	50	100	900	L - 2 (L1)
350	70	3.2	50	100	1050	L - 2 (L1)
400	75	3.2	50	100	1200	L - 2 (L1)
450	80	4.0	50	100	1350	L - 2 (L1)
500	90	4.0	50	100	1500	L - 2 (L1)
600	100	4.0	50	100	1800	L - 2 (L1)

PRE-TENSIONED SPUN CONCRETE PILES SPECIFICATION

Structural Properties

Outer Diameter (mm)	ConcreteWall Thickness (mm)	Class	PC. Bar			Concrete Sectional Area (cm²)	Concrete Moment Inertia (cm⁴)	Effective Prestress (kg/cm²)	Allowable Axial Load (ton)		Bending Moment		Nominal Weight (kg/m)
			Diameter (mm)	Number (mm)	Sectional Area (cm²)				BS.8004-1986	ACI 543-1979	Cracking (t.m)	Ultimate (t.m)	
300	60	A	7.4	6	2.40	452	35472	47.03	64	73	2.7	3.5	118
350	70	A	7.4	8	3.20	616	65683	46.15	87	99	4.3	5.5	161
400	75	A	7.4	10	4.00	766	109130	46.37	108	123	6.2	7.9	200
		B	9.2	12	7.68	766	111559	82.55	101	118	8.4	15.1	200
450	80	A	9.2	8	5.12	930	170951	48.65	131	149	8.8	11.4	242
		B	9.2	16	10.24	930	175332	89.27	121	141	12.2	22.7	242
500	90	A	9.2	10	6.40	1159	262048	48.77	163	186	12.2	15.8	302
		B	9.2	18	11.52	1159	267428	81.91	154	178	16.0	28.4	302
600	100	A	9.2	12	7.68	1571	522509	43.63	223	253	19.3	22.7	409
		B	9.2	24	15.36	1571	534509	80.79	209	242	26.4	45.4	409

- Note : 1) TEKCON PC Piles are manufacture in compliance with JIS A 5335-1987 Pretensioned Spun Concrete Piles and generally conforming to other specification (ACI 543-1979 & BS.8004-1986 / BS.8110-1985) (ACI 543-1979)
- 2) PC Bar and Spiral Wires comply with JIS G 3137 -1994 and BS.4482 respectively
- 3) Allowable Axial Load is applicable for pile acting as a short strut. Calculation is based on BS.8004-1986 Foundation & ACI 543-1979
- 4) Minimum compressive strength of concrete at age 28 days shall be 60 N/mm²
- 5) Standard piles length is 6 M, 9 M, 10 M and 12 M
- 6) Modification of the properties can be made upon orders
- 7) We have a right to modify our manufacturing specification without any prior notice

PRE-TENSIONED SPUN HIGH STRENGTH CONCRETE PILES SPECIFICATION

Grade 80 Piles

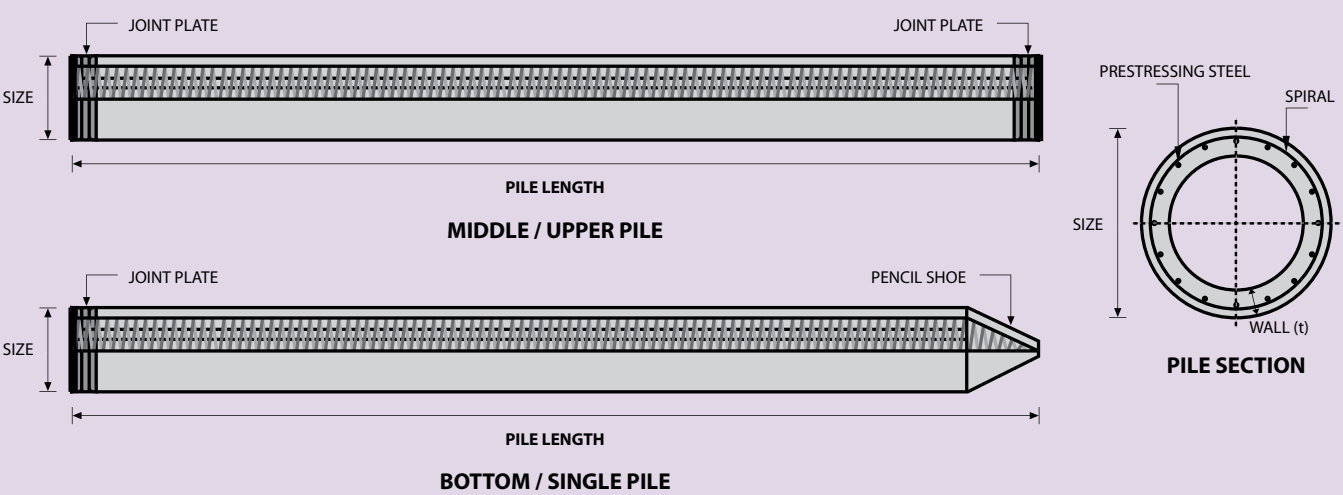
Outer Diameter (mm)	ConcreteWall Thickness (mm)	Class	PC. Bar			Concrete Sectional Area (cm²)	Concrete Moment Inertia (cm⁴)	Effective Prestress (kg/cm²)	Allowable Axial Load (ton)	Bending Moment		Nominal Weight (kg/m)
			Diameter (mm)	Number (mm)	Sectional Area (cm²)					Cracking (t.m)	Ultimate (t.m)	
									ACI 543-1979			
300	60	A	7.1	6	2.37	452	35416	49.59	102	2.88	3.16	118
350	70	A	7.1	8	3.17	616	65533	48.71	139	4.54	6.75	161
400	75	A	7.1	10	3.96	766	108803	48.97	173	6.61	9.73	200
		B	9	12	7.63	766	111001	87.45	165	8.88	13.51	200
450	80	A	9	8	5.09	930	170556	51.59	209	9.41	10.13	242
		B	9	16	10.17	930	174626	94.54	198	12.97	20.27	242
		C	9	20	12.72	930	176660	112.77	194	14.55	25.34	242
500	90	A	9	10	6.36	1159	261750	51.78	261	13.02	14.08	302
		B	9	18	11.45	1159	266994	86.95	250	17.04	25.34	302
		C	9	24	15.26	1159	270927	109.67	243	19.75	33.78	302
600	100	A	9	12	7.63	1571	522308	44.38	356	20.36	29.87	409
		B	9	24	15.26	1571	534365	82.21	340	27.57	48.61	409
		C	9	32	20.35	1571	542404	103.80	331	31.89	55.53	409

- Note : 1) TEKCON PC Piles are manufacture in compliance with JIS A 5335-1987 Pretensioned Spun Concrete Piles and generally conforming to other specification (ACI 543-1979)
- 2) PC Bar and Spiral Wires comply with JIS G 3137 -1994 and BS.4482 respectively
- 3) Allowable Axial Load is applicable for pile acting as a short strut. Calculation is based on ACI 543-1979
- 4) Minimum compressive strength of concrete at age 28 days shall be 80 N/mm²
- 5) Standard piles length is 6 M, 9 M, 10 M and 12 M
- 6) Modification of the properties can be made upon orders
- 7) We have a right to modify our manufacturing specification without any prior notice

MATERIAL SPECIFICATION

ITEM	REFERENCE	DESCRIPTION	SPECIFICATION
Aggregate	ASTM C 33 / C 33M-11a	Standard Specification for Concrete Aggregates	
Cement	SNI 15 - 2049 - 2004	Portland Cement	Standard Product Type I Special Order : Type II or V
Admixture	ASTM C 494 / C 494M - 99a	Standard Specification for Chemical Admixture for Concrete	Type F : High Range Water Reducing Admixture
Concrete	SNI 03 - 2834 - 1993 SNI 03 - 2493 - 1991	Concrete Mix Design Making and Curing Concrete Sample	
PC Strand	ASTM A 416 / A 416M - 99	Standard Specification for Steel Strand, Uncoated Seven-Wire for Prestressed Concrete	Grade 270 (Low Relaxation Type)
PC Wire	JIS G 3536 - 1999	Uncoated Stress-Relieved Steel Wires and Strands for Prestressed Concrete	SWPD1 (Deformed Wire Type)
PC Bar	JIS G 3137 - 1994	Small Size-Deformed Steel Bars for Prestressed Concrete	Grade D - Class 1 - SBPD 1275/1420
Rebar	SNI 07 - 2052 - 2002	Reinforcement Steel for Concrete	Steel Class : BjTS 40 (Deformed) Steel Class : BjTP 24 (Round)
Spiral Wire	JIS G 3532 - 2000	Low Carbon Steel Wires	SWM-P (Round Type) Cold-reduced steel wire for the reinforcement of concrete and the manufacture of welded fabric.
Joint Plate	JIS G 3101 - 2004	Rolled Steels for General Structure	SS400 (Tensile Strength 400 N/mm2) Applicable steel product for steel plates and sheets, steel strip in coil, sections, flats and bars.
Welding	ANSI / AWS D1.1 - 900	Structural Welding Code Steel	AWS A5.1/E6013 NIKKO STEEL RB 26 / RD 260, LION 26, or equivalent.

PILE SHAPE & SPECIFICATION | PRESTRESSED CONCRETE SPUN PILES



PRESTRESSED CONCRETE SPUN PILES SPECIFICATION

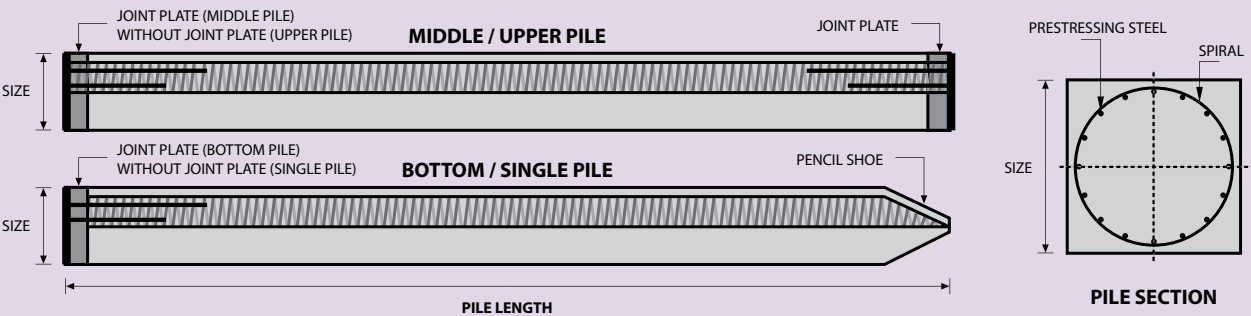
Concrete Compressive Strength $f_c' = 52 \text{ MPa}$ (Cube 600 kg/cm^2)

Size (mm)	Thickness Wall (t)	Cross Section (cm^2)	Section Inertia (cm^4)	Unit Weight (kg/m)	Class	Bending Moment		Allowable Compression (ton)	Decompression Tension (ton)	Length of Pile ** (m)
						Crack * (ton.m)	Break (ton.m)			
300	60	452.39	34,607.78	113	A2	2.50	3.75	72.60	23.11	6 - 12
					A3	3.00	4.50	70.75	29.86	6 - 13
					B	3.50	6.30	67.50	41.96	6 - 14
					C	4.00	8.00	65.40	49.66	6 - 15
350	65	581.98	62,162.74	145	A1	3.50	5.25	93.10	30.74	6 - 13
					A3	4.20	6.30	89.50	37.50	6 - 14
					B	5.00	9.00	86.40	49.93	6 - 15
					C	6.00	12.00	85.00	60.87	6 - 16
400	75	765.76	106,488.95	191	A2	5.50	8.25	121.10	38.62	6 - 14
					A3	6.50	9.75	117.60	45.51	6 - 15
					B	7.50	13.50	114.40	70.27	6 - 16
					C	9.00	18.00	111.50	80.94	6 - 17
450	80	929.91	166,570.38	232	A1	7.50	11.25	149.50	39.28	6 - 14
					A2	8.50	12.75	145.80	53.39	6 - 15
					A3	10.00	15.00	143.80	66.57	6 - 16
					B	11.00	19.80	139.10	78.84	6 - 17
					C	12.50	25.00	134.90	100.45	6 - 18
500	90	1,159.25	255,324.30	290	A1	10.50	15.75	185.30	54.56	6 - 15
					A2	12.50	18.75	181.70	68.49	6 - 16
					A3	14.00	21.00	178.20	88.00	6 - 17
					B	15.00	27.00	174.90	94.13	6 - 18
					C	17.00	34.00	169.00	122.04	6 - 19
600	100	1,570.80	510,508.81	393	A1	17.00	25.50	252.70	70.52	6 - 16
					A2	19.00	28.50	249.00	77.68	6 - 17
					A3	22.00	33.00	243.20	104.94	6 - 18
					B	25.00	45.00	238.30	131.10	6 - 19
					C	29.00	58.00	229.50	163.67	6 - 20
800	120	2,563.54	1,527,869.60	641	A1	40.00	60.00	415.00	119.34	6 - 20
					A2	46.00	69.00	406.10	151.02	6 - 21
					A3	51.00	76.50	399.17	171.18	6 - 22
					B	55.00	99.00	388.61	215.80	6 - 23
					C	65.00	130.00	368.17	290.82	6 - 24
1000 ***	140	3,782.48	3,589,571.20	946	A1	75.00	112.50	613.52	169.81	6 - 22
					A2	82.00	123.00	601.27	215.16	6 - 23
					A3	93.00	139.50	589.66	258.19	6 - 24
					B	105.00	189.00	575.33	311.26	6 - 24
					C	120.00	240.00	555.23	385.70	6 - 24
1200 ***	150	4,948.01	6,958,136.85	1,237	A1	120.00	180.00	802.80	221.30	6 - 24
					A2	130.00	195.00	794.50	252.10	6 - 24
					A3	145.00	217.50	778.60	311.00	6 - 24
					B	170.00	306.00	751.90	409.60	6 - 24
					C	200.00	400.00	721.50	522.20	6 - 24

Note :
*) Crack Moment Based on JIS A 5335-1987 (Prestressed Spun Concrete Piles)
**) Length of pile may exceed usual standard whenever lifted in certain position
***) Type of Shoe for Bottom Pile is Mamira Shoe

Unit Conversion : 1 ton = 9.8060 kN

PILE SHAPE & SPECIFICATION | PRESTRESSED CONCRETE SQUARE PILES



PRESTRESSED CONCRETE SQUARE PILES SPECIFICATION

Concrete Compressive Strength $f_c' = 42 \text{ MPa}$ (Cube 500 kg/cm^2)

Unit Conversion : 1 ton = 9.8060 kN

Size (mm)	Cross Section (cm ²)	Section Inertia (cm ⁴)	Unit Weight (kg/m)	Class	Bending Moment		Allowable Compression (ton)	Decompression Tension (ton)	Length of Pile * (m)	Splice Class	
					Crack (ton.m)	Ultimate (ton.m)				Compatible to Body M_{crack}	Optional
200 x 200	400	13,333	100	A	1.55	2.65	49.08	27.47	6 - 9	I	II
250 x 250	625	32,552	156	A	2.29	3.46	81.40	28.10	6 - 10	III	IV
				B	2.52	4.33	79.62	34.80	6 - 11	II	-
				C	2.78	5.19	77.92	41.30	6 - 11	I	II
300 x 300	900	67,500	225	A	3.64	5.19	118.59	35.40	6 - 11	IV	V
				B	3.98	6.23	116.76	42.20	6 - 11	III	IV/V
				C	4.48	7.47	114.66	50.20	6 - 12	II	-
				D	4.92	9.34	111.60	61.90	6 - 12	I	III/IV/V
350 x 350	1,225	125,052	306	A	5.33	6.57	163.98	38.60	6 - 11	III	IV
				B	6.07	8.72	160.68	50.90	6 - 12	II	-
				C	6.63	10.90	157.45	63.10	6 - 12	I	IV
				D	7.30	13.08	154.32	75.00	6 - 13	I	III/IV
400 x 400	1,600	213,333	400	A	7.89	9.96	213.96	51.40	6 - 12	IV	V
				B	8.71	12.45	210.60	63.80	6 - 12	III	IV/V
				C	9.51	14.95	207.32	76.00	6 - 13	II	III/IV/V
				D	11.82	22.42	198.01	111.60	6 - 14	I	II/III/IV/V
450 x 450	2,025	341,719	506	A	11.17	14.01	270.98	64.30	6 - 12	III	IV
				B	12.10	16.81	267.61	76.80	6 - 13	III	IV
				C	13.01	19.62	264.30	89.10	6 - 13	II	III/IV
				D	14.78	25.22	257.88	113.30	6 - 14	I	II/III/IV
500 x 500	2,500	520,833	625	A	15.16	18.68	335.12	77.30	6 - 13	III	IV
				B	16.19	21.79	331.72	89.90	6 - 13	II	III/IV
				C	17.21	24.91	328.38	102.20	6 - 14	I	II/III/IV
				D	18.22	28.02	325.09	114.50	6 - 14	I	II/III/IV

Note : *) Length of pile may exceed usual standard whenever lifted in certain position

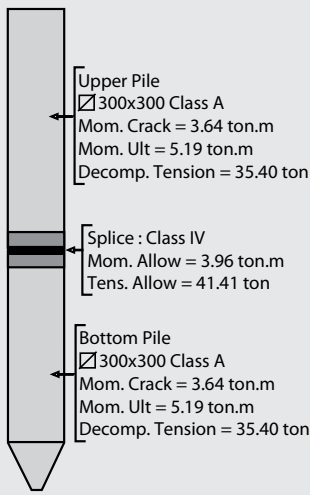
TYPICAL SPLICE SPECIFICATION

Size (mm)	Class	Bending Moment		Tension	
		Allowable (ton.m)	Ultimate (ton.m)	Allowable (ton)	Ultimate (ton)
200 x 200	I	1.56	2.11	41.82	47.05
	II	0.76	1.02	16.34	18.38
250 x 250	I	3.17	4.28	55.22	62.12
	II	2.99	4.03	41.41	46.59
	III	2.34	3.17	41.41	46.59
	IV	1.29	1.74	24.50	27.57
300 x 300	I	5.96	8.05	83.64	94.10
	II	4.53	6.12	62.73	70.57
	III	4.28	5.78	55.22	62.12
	IV	3.96	5.35	41.41	46.59
	V	2.34	3.16	24.50	27.57
350 x 350	I	7.67	10.35	83.64	94.10
	II	6.81	9.19	83.64	94.10
	III	5.71	7.71	55.22	62.12
	IV	3.30	4.45	27.61	31.06
400 x 400	I	12.20	16.47	117.95	132.69
	II	11.28	15.23	88.46	99.52
	III	9.41	12.71	83.64	94.10
	IV	8.58	11.58	62.73	70.57
	V	3.97	5.36	27.61	31.06
450 x 450	I	15.80	21.33	147.43	165.86
	II	14.07	19.00	117.95	132.69
	III	13.02	17.57	88.46	99.52
	IV	6.55	8.84	41.82	47.05
500 x 500	I	19.72	26.63	118.60	133.43
	II	16.51	22.29	117.95	132.69
	III	15.14	20.43	88.46	99.52
	IV	7.56	10.21	41.82	47.05

EXAMPLES OF SPLICE SELECTION

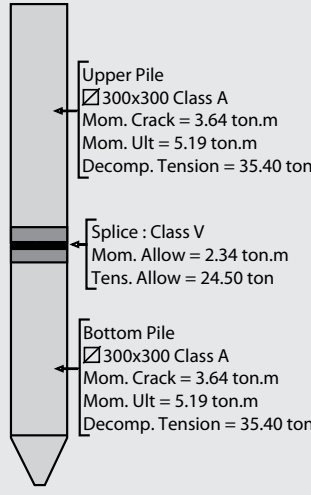
Case 1 : Compatible to Body Moment Crack

Splice of PC Piles having equivalent performance to the crack bending moment of the main body.

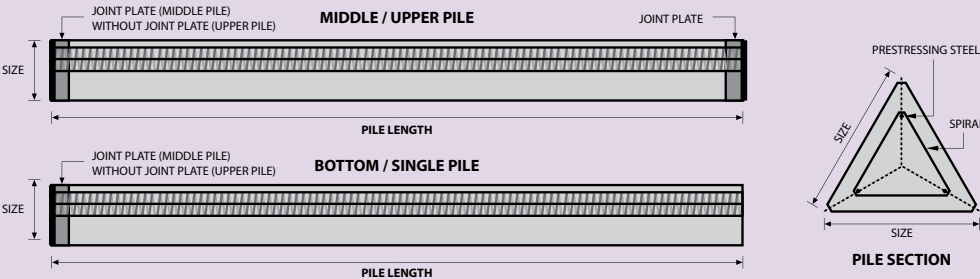


Case 2 : Optional Splice

Application of optional splices should be approved by structure designer.



PILE SHAPE & SPECIFICATION | PRESTRESSED CONCRETE TRIANGULAR PILES



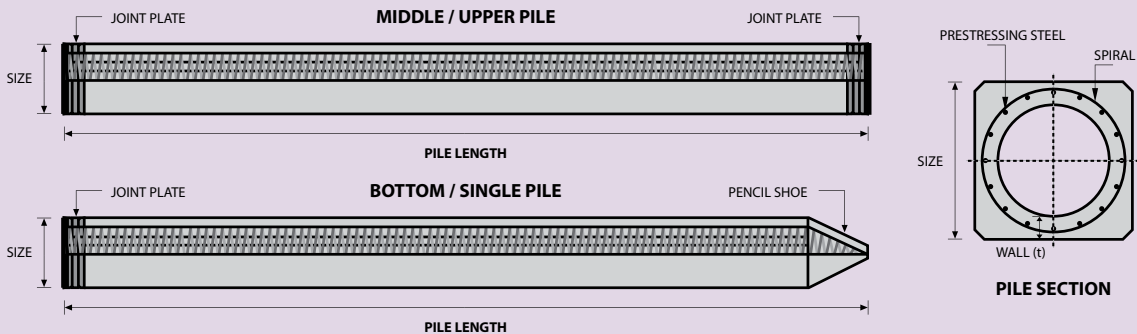
PRESTRESSED CONCRETE TRIANGULAR PILES SPECIFICATION

Concrete Compressive Strength $f_c' = 42 \text{ MPa}$ (Cube 500 kg/cm^2)

Size (mm)	Cross Section (cm^2)	Section Inertia (cm^4)	Unit Weight (kg/m)	Class	Bending Moment		Allowable Compression (ton)	Length of Pile * (m)
					Crack (ton.m)	Ultimate (ton.m)		
280	318.7	9,080.50	79.7	A	0.66	0.92	42.26	6 - 8
				B	0.90	1.77	39.50	6 - 9
320	422.6	16,188.90	105.7	A	0.89	1.11	57.02	6 - 8
				B	1.20	2.15	54.10	6 - 9

Unit Conversion : 1 ton = 9.8060 kN

PILE SHAPE & SPECIFICATION | PRESTRESSED CONCRETE SPUN SQUARE PILES



PRESTRESSED CONCRETE SPUN SQUARE PILES SPECIFICATION

Concrete Compressive Strength $f_c' = 52 \text{ MPa}$ (Cube 600 kg/cm^2)

Size (mm)	Thickness Wall (t)	Cross Section (cm^2)	Section Inertia (cm^4)	Unit Weight (kg/m)	Class	Bending Moment		Allowable Compression (ton)	Decompression Tension (ton)	Length of Pile * (m)
						Crack (ton.m)	Ultimate (ton.m)			
400 X 400	75	1109.13	194,159	277	A2	6.50	10.00	182.63	38.00	6 - 13
					A3	8.00	12.00	180.62	45.30	6 - 14
					B	10.00	18.00	173.15	73.10	6 - 15
					C	11.00	22.00	169.49	91.70	6 - 16
450 X 450	80	1364.48	307,000	341	A1	8.50	12.50	227.01	38.20	6 - 13
					A2	11.00	17.00	222.95	52.90	6 - 15
					A3	13.00	20.90	219.05	67.10	6 - 16
					B	13.50	24.00	215.32	80.90	6 - 16
					C	15.50	31.00	208.10	114.00	6 - 16

Note : *) Length of pile may exceed usual standard whenever lifted in certain position

Unit Conversion : 1 ton = 9.8060 kN

PRODUCT APPLICATION



Piles foundation for Power Plant or Industrial Factory



Piles for Marine Structurer



Piles Foundation for Building



Piles Foundation for Bridges

PT CITRA LAUTAN TEDUH

Head Office & Factory

Jl. Hang Jebat Km. 01 Batu Besar, Batam - Indonesia | Ph. (062) 778 761185, 761186 | Fax. (062) 778 761184 | Visit us : <http://www.wikadt.co.id>

Factory Support

Binjai (North Sumatera), Tegineneng (Lampung South Sumatera), Kalianda (Lampung, South Sumatera), Bogor, Karawang, Majalengka (West Java), Boyolali (Central Java), Pasuruan (East Java), Balikpapan (East Borneo-in Progress), Makassar (South Celebes)



Muhammad Rifanli

Penulis dilahirkan di Jakarta, 19 Januari 1993, merupakan anak pertama dari 2 bersaudara. Penulis telah menempuh pendidikan formal di SD Negeri 07 Grogol Selatan (Jakarta), SMP Negeri 48 Jakarta, dan SMK Negeri 26 Pembangunan Jakarta. Setelah lulus SMK pada tahun 2011, penulis mengikuti Seleksi Ujian Masuk Politeknik Negeri (UMPN) dan diterima di Program Studi D3 Teknik Kontruksi Gedung, Jurusan Teknik Sipil, Politeknik Negeri Jakarta pada tahun 2011. Setelah Lulus D3 di tahun 2014, penulis diterima bekerja di PT Holcim Beton selama \pm 6 bulan. Kemudian pada Januari 2015, penulis mengikuti Seleksi Ujian Masuk Lintas Jalur ITS, dan diterima di jurusan Teknik Sipil (FTSP), dan terdaftar dengan NRP 3114106007. Penulis aktif sebagai anggota Himpunan Mahasiswa Sipil (HMS) Politeknik Negeri Jakarta pada periode 2011/2012. Pada tahun 2016 penulis mulai aktif sebagai relawan di Gerakan Melukis Harapan (GMH) kota Surabaya. Selain itu, penulis juga aktif di berbagai pelatihan, seminar, dan kegiatan lainnya di ITS. Penulis mendapat gelar Sarjana Teknik pada tahun 2017 dengan judul Tugas Akhir “Desain Modifikasi Struktur Gedung Apartemen *Elpis Residence* Jakarta Menggunakan Sistem Ganda dan Balok Beton Prategang”. Penulis sangat berharap agar Tugas Akhir ini dapat bermanfaat bagi pembaca serta bagi penulis sendiri.

Email : rifanli.muhammad@gmail.com